OFPPT

ROYAUME DU MAROC

مكتب التكوين المهني وإنعاش الشغل

Office de la Formation Professionnelle et de la Promotion du Travail

DIRECTION RECHERCHE ET INGENIERIE DE FORMATION

VERSION EXPERIMENTALE

RESUME THEORIQUE
&
GUIDE DE TRAVAUX PRATIQUES

MODULE 13	CONNAISSANCE DES ESSAIS DES SOLS ET DES PRODUITS COMPOSÉS

SECTEUR : BTP

SPECIALITE : CHEF DE CHANTIER TRAVAUX PUBLICS

NIVEAU : TECHNICIEN

REMERCIEMENTS

La DRIF remercie les personnes qui ont contribué à l'élaboration du présent document.

Pour la supervision :

M. Khalid BAROUTI	Chef projet BTP
Mme Najat IGGOUT	Directeur du CDC BTP
M. Abdelaziz EL ADAOUI	Chef de Pôle CDC /BTP

Pour la conception :

M. TSVETANOV PAVEL	CDC/ BTP

Pour la validation :

M. TSVETANOV PAVEL	CDC/ BTP

Les utilisateurs de ce document sont invités à communiquer à la DRIF toutes les remarques et suggestions afin de les prendre en considération pour l'enrichissement et l'amélioration de ce programme.

DRIF

SOMMAIRE :

Durée : 70Heures

OBJECTIF OPERATIONNEL

- **COMPORTEMENT ATTENDU**

  Pour démontrer sa compétence, le stagiaire doit «maîtriser les essais des sols et des bétons», comme une règle de base pour toutes ses activités prochaines, en conformité avec les notions et les principes suivants.

- **CONDITIONS D'EVALUATION**

  A partir :
  - Des connaissances accumulées,
  - Des règles qu'il doit suivi,
  - Des procédures données,

  A l'aide :
  - D'épreuve de fin de formation,
  - Moyennes des matériaux et matériels de laboratoire,
  - D'expérience des travaux pratiques, etc.

- **CRITERES GENERAUX DE PERFORMANCE**
  - Respect des règles d'élaboration des essais,
  - Utilisation correcte de l'équipement d'un laboratoire,
  - Interprétation correcte des résultats,
  - Applications des résultats des essais au processus de réalisation d'ouvrages d'arts.

OBJECTIF OPERATIONNEL

PRECISIONS SUR LE COMPORTEMENT ATTENDU	• CRITERES PARTICULIERS DE PERFORMANCE
A. Connaître les essais des sols.	➢ Réalisation des essais des sols in situ. ➢ Réalisation des essais des sols in laboratoire. ➢ Vérification d'un type du sol. ➢ Interprétation et utilisation des résultats des essais des sols.
B. Connaître les essais des bétons.	➢ Réalisation des essais pour le ciment. ➢ Réalisation des essais pour les granulats. ➢ Réalisation des essais pour l'eau de gâchage. ➢ Réalisation des essais pour les bétons frais. ➢ Réalisations des essais pour les bétons durcis.
C. Utilisations des résultats des essais en pratique d'un chantier de T.P.	➢ Identification d'un type de sol. ➢ Choisir un type de fondation d'un ouvrage par rapport des sols. ➢ Modalités des améliorations des caractéristiques d'un sol. ➢ Établir d'une recette d'un béton. ➢ L'influence des quantités des composants aux résistances mécaniques d'un béton.

PRESENTATION DU MODULE

Le module : **«CONNAISSANCE DES ESSAIS DES SOLS ET DES PRODUITS COMPOSEES»**, s'apprend pendant le premier semestre de formation, à un rythme de 8 heures par semaine.

Ce module est conçu autour du processus de la construction de bâtiment. Les thèmes développé recouvrent à la fois des étapes de l'acte de construire (commercial, études, exécution…) et des thèmes transversaux (contrôle/auto – contrôle, relation client – fournisseur).

L'importance des grandes étapes de déroulement des activités d'apprentissage des «**CONNAISSANCE DES ESSAIS DES SOLS ET DES PRODUITS COMPOSEES**», est de connaître le but et les objectifs suivantes :

- Pouvoir définir les principaux types des essais des sols,
- Identifier les essais nécessaires pour chaque composant d'un béton,
- Comprendre l'importance des ces essais pour les activités sur chantier,
- Maîtriser les règles des modes opératoires pour ces essais,
- Etre conscient des effets négatifs pour la vie d'un ouvrage quand ces essais ne sont pas effectués,

Durée : 70heures

MODULE N° 13 :

CONNAISSANCE DES ESSAIS DES SOLS ET DES PRODUITS COMPOSEES

I. RESUME THEORIQUE

I. 1. TYPES DES ROCHES ET SOLS

I. 1. A. Généralités :

Définitions : **La géotechnique** est l'étude des propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques des sols et des méthodes de calcul permettant de prévoir leur comportement sous l'action de l'eau et des charges, en vue de leur application à la construction.

La mécanique des sols étudie les déformations sous charge et la résistance à la rupture des matériaux naturels, sur échantillons, mais surtout en place et en masse. Cette discipline est du ressort du géotechnicien, qui doit répondre aux demandés de l'ingénieur civil.

♦ **Les désordres**, même mineurs, touchant les fondations d'une construction sont toujours graves car ils mettent en cause la pérennité de l'ouvrage. Les confortations rendues nécessaires ultérieurement, notamment les reprises en sous-œuvre, sont des travaux compliqués, délicats et onéreux. Si le constructeur contemporain est totalement conscient de l'importance de la connaissance du sol de fondation, alors la géotechnique devient un outil nécessaire toujours dans son activité.

♦ **Historique de la géotechnique :**

- en 1773, Charles Augustin Coulomb a énoncé pour la première fois la loi définissant la résistance au cisèlement des sols,
- en 1832, Moreau a fondé des bâtiments dans les sols vaseux du port du Bayonne sur des puits de sable qui réduisaient fortement les tassements,
- en 1846, Alexandre Collin invente un appareil de cisaillement avec lequel il expérimente activement les argiles et il met en évidence à la fois la notion de cohésion et l'influence déterminante de la tenure en eau,
- au Venise, dans les terrains limoneux de la lagune on battait des longs pieux jointifs en bois pour constituer un caisson monolithique sur le toit duquel on pouvait asseoir les bâtiments plus lourds,
- en 1925, l'ingénieur viennois Terzaghi a engagé la mécanique des sols sur une voie réaliste et efficace. Confronté aux difficiles problèmes de fondation dans les limons du Danube, il comprit que seule l'expérimentation, même imparfaite, permettrait d'expliquer le comportement sous charge des matériaux naturels et que toute loi devait prendre appui sur des résultats d'essais, en même temps que sur l'observation des ouvrages construits,
- aujourd'hui les règles de la construction sont devenues strictes et contraignantes. Avant le début des travaux toutes les données du projet doivent être définies, tout doit être expliquer par le détaille, parce que chaque différence avec le devis ou le calendrier entraîne des protestations et souvent l'intervention des juristes.

De lors, il est devenu impossible, sous peine de prendre des risques graves, de s'en remettre au hasard, à l'improvisation ou à l'approximation, notamment en ce qui concerne les difficultés à attendre du terrain d'assise de la future construction.

♦ **Buts visés :**

Avant d'entreprendre l'étude d'un projet de construction et afin de pouvoir décider du mode de fondation approprié qui assurera la stabilité de l'ouvrage, tout en étant le plus économique, il est indispensable pour le Maître d'œuvre de connaître les suivantes aspects :

a) La nature les caractéristiques physiques et mécaniques des couches de terrains en présence, c'est-à-dire leur constitution et leur consistance ; cela permettra de déterminer leur force portante et le constructeur sera éclairé sur le tenue des terres au cours des fouilles.
b) Leur superposition et leur inclinaison éventuelle (pendage), la présence des couches plus ou moins imperméables pouvant entraîner des risques de glissement, il s'agit donc de dresser la coupe géologique plus exacte possible du sol intéressé.
c) Leur épaisseur et la régularité des couches afin que la transmission et la résorption des efforts soient assurées dans les meilleures conditions ; cela permettra d'évaluer le degré de tassement à craindre éventuellement.
d) Les nappes d'eau éventuelles qu'il faudra traverser pour atteindre le bon sol et en particulier la détermination de leur niveau de stabilisation, leur régime, leur chimique, afin de prévoir le mode d'étanchéité des parties enterrées de l'ouvrage, et pour le constructeur l'importance des épuisements. De plus, le taux de résistance du sol varie avec son degré d'humidité.

♦ **Il ne faut pas oublier que Maître d'œuvre et Entrepreneur ont leur responsabilité engagée pendant 10 ans, en ce qui concerne tout dommage survenant à l'ouvrage qui serait imputable à un vice du sol d'assise de la construction concernée.**

I. 1. B. Roches – âge et origine :

Définitions : dans le langage géotechnique, la **roche** est une formation géologique dure, ayant des éléments fortement soudés entre eux. De ce point de vue, les roches et les massifs rocheux constitués sont pour le constructeur, des terrains des choix pour la fondation des ouvrages.

♦ Par opposition, les **sols** sont des formations meubles, de consolidation faible, voire nulle et dont les caractéristiques mécaniques sont médiocres.

- ♦ Au niveau génétique, un sol peut être envisage de deux manières :
  - comme produit d'altération physique et/ou chimique, d'une roche consolidée préexistante ;
  - comme un sédiment, c'est-à-dire comme une formation non encore consolidée, par exemple un sable ou une vase.

- ♦ On divise l'histoire géologique en ères, elles-mêmes divisées en systèmes :
  - ➢ L'ère précambrienne – a un âge de plus 4.55 millions d'années ;
  - ➢ L'ère primaire (ou paléozoïque) – a les systèmes : - carbonifère,
    - dévonien,
    - silurien,
    - cabri en.

    et un âge de 350 millions d'années ;
  - ➢ L'ère secondaire (ou mésozoïque) – a les systèmes : - crétacique,
    - jurassique,
    - triasique,

    et un âge à tour de 140 millions d'années ;
  - ➢ L'ère tertiaire (ou cénozoïque) - qui a les systèmes : - néogène,
    - eogène.

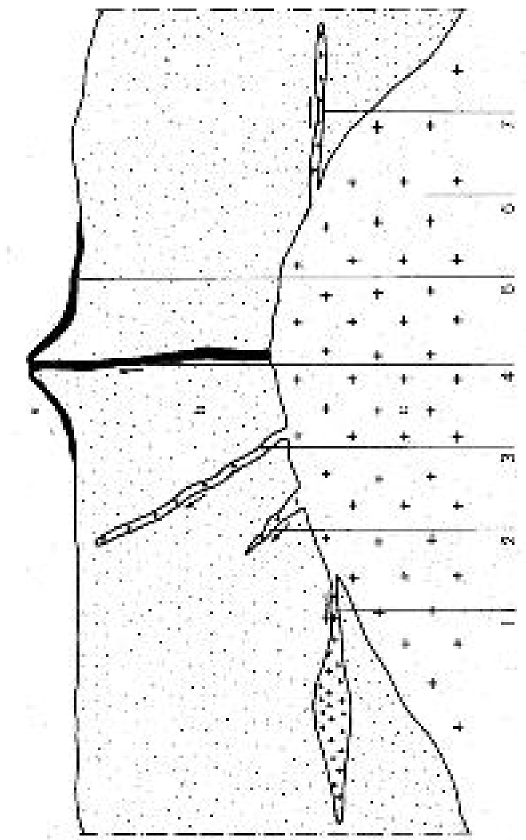
    et un âge de 65 millions d'années ;
  - ➢ L'ère quaternaire – qui a les systèmes : - holocène,
    - pléistocène,
    - villafranchien.

    et un âge de 2.5 millions d'années ;
- ♦ Avec l'aide des isotopes on peut évaluer l'âge d'une roche comme ça :
  - jusqu'à 50.000 ans avec la proportion de carbone 14 ;
  - jusqu'à 250.000 ans avec uranium ;
  - jusqu'à 400.000 ans avec le potassium ;
  - au-delà avec l'argon.

- ♦ On reconnaît classiquement trois origines possibles aux roches de l'écorce terrestre :
  - ➢ Les roches **magmatiques** – qui proviennent de la cristallisation d'un magma de haute température, dont le facteur déterminant sont la vitesse de cristallisation ; ce sont des roches d'origine profonde ;
  - ➢ Les roches **métamorphiques** – qui la conséquence de la transformation des roches sédimentaires ou magmatiques sous l'effet de température élevées, de fortes pressions et/ou d'apports chimiques d'origine profonde ;
  - ➢ Les roches **sédimentaires** – sont le résultat du dépôt dans des milieux aqueux (mer, laque, lagune, etc.) de sédiments varient ; ce sont des roches d'origine superficielle.

I. 1. C. Les roches magmatiques

Définition : les roches magmatiques sont des roches issues de la cristallisation complète ou partielle d'un magma profond et pour cette raison, on les appelle : roches endogènes, cristallines, plutonique, ignées, éruptives, etc.



Modalités de cristallisation d'un magma.
a) roches effusives.
b) roches de semi-profondeur.
c) roches plutoniques.

Laccolithe.
Apophyse.
Filon.
Volcan.
Coulée de lave.
Batholite.
Filon-couche.

- **Le magma** – est un mélange hétérogène de substances minérales fondues et de gaz, contenant potentiellement tous les minéraux de la roche à laquelle il pourra donner naissance.

- La destinée normale d'un magma est de cristalliser en donnant naissance à des roches magmatiques. Donc pour se refroidir, un magma d'origine profond doit montrer vers la surface, au travers de la lithosphère et c'est au cours de cette ascension que l'abaissement graduel de sa température va provoquer la cristallisation progressive des divers minéraux, dans l'ordre inverse de leur température de fusion.
- Le nom qui est attribué à une roche magmatique est fonction de deux paramètres principaux :
  - sa composition minéralogique,
  - sa structure,

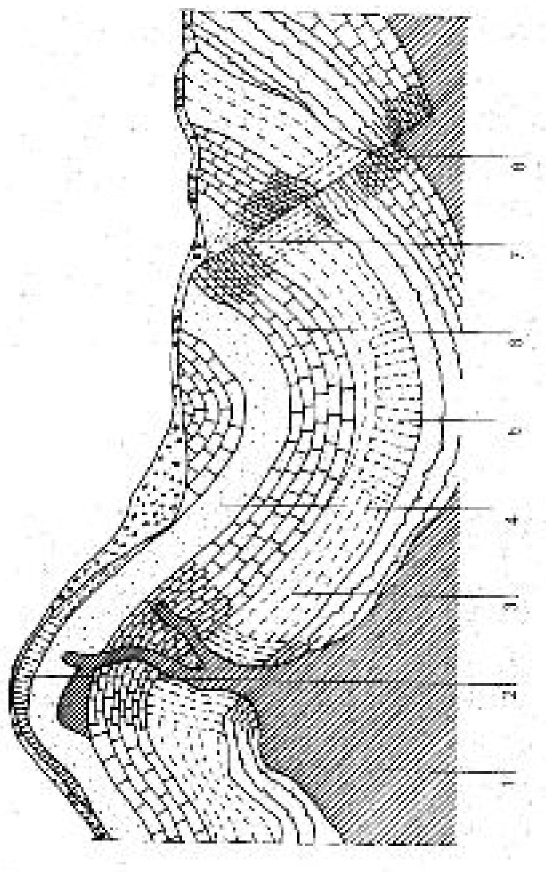
simplifiée des roches magmatiques

Roches à quartz		Roches sans quartz						
Potassiques dominants	Plagioclases dominants	Feldspaths seuls			Feldspaths + feldspathoïdes		Feldspathoïdes seuls	Ni feldspaths ni feldspathoïdes
		Feldspaths potassiques dominants	Plagioclases dominants		F. potassiques + plagiocl. + F. oïdes	Plagioclases + Feldspathoïdes		
			acides	basiques				
Granite	Grano-diorite Grano-gabbro	Syénite	Diorite	Gabbro	Syénite néphélique	Essexite Théralithe	Ijolite Missourite	Amphibolite Pyroxénite Péridotite
Micro-granite		Micro-syénite	Micro-diorite	Micro-gabbro (dolérite)				
Rhyolite	Dacite	Trachyte	Andésite	Basalte	Phonolite	Téphrite Basanite	Néphélinite Leucitite	
Pechstein, obsidienne, tachylite								

I. 1. D. Les roches métamorphiques

Définition : ces roches résulte d'une transformation de roches sédimentaires ou des roches magmatiques sous l'effet de facteurs physiques ou chimiques, soit :

- des actions mécaniques ;
- une augmentation de la température ;
- L'augmentation conjointe de la température e de la pression ; etc.



2.2
Roches métamorphiques.
Elles résultent de la transformation de roches sédimentaires ou magmatiques sous les effets combinés des actions mécaniques, d'une augmentation de la température, de transmutation chimique.
1. Gabbro.
2. Marbre.
3. Schistes argileux.
4. Grès.
5. Ardoise.
6. Calcaire.
7. Quartzite.
8. Faille.

♦ On entend par **métamorphisme** – l'ensemble des changements intervenant dans un matériau à l'état solide, portant sur la composition minéralogique et la structure solide d'une roche déjà consolidée, lorsque celle-ci doit s'adapter à des conditions physiques et chimiques différentes de celles de son milieu de genèse.

♦ Dans le **dynamo métamorphisme** – les roches n'ont subi que des efforts mécaniques, à l'exclusion d'élévation de température ou de modification de leur environnement chimique. Dans ce cas, les roches de type argiles ou marnes sont compactées, indurées et affectées par l'apparition de clivages de schistosité et elles donnent des schistes ardoisiers vert, noir ou rouge, selon les impuretés qu'elles contiennent ; ou des ampélites (ou schistes bitumineux) colorés en noir par les matières organiques qui y sont incluses.

♦ **Le thérmométamorphisme** – se produit lorsque la roche originelle a subi seulement l'effet d'une importante élévation de température. Il apparaît dans des sédiments mis au contact d'une coulée de lave, encore dans les sites d'impact de météorites, ou encore dans les enclaves des roches conservées au sein d'un magma en voie de surrection vers la surface terrestre. C'est un phénomène exceptionnel et très localisé qui se manifeste par une cuisson très intense et rapide de la roche.

♦ **Le métamorphisme de contact** – est dû à l'intrusion, au travers de couches géologique, d'un magma chaud en voie de surrection. C'est donc un métamorphisme qui se développe localement, à l'intérieur du batholite magmatique.

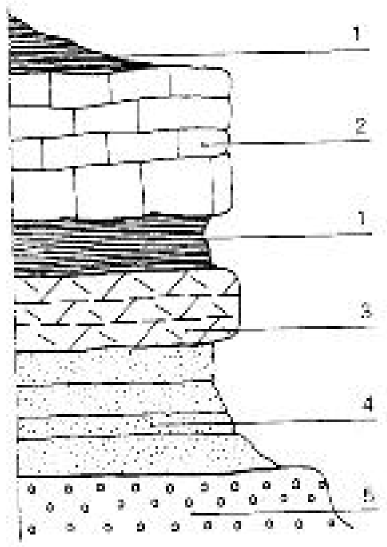
♦ **Le métamorphisme géosynclinal** – est le plus important par l'ampleur des modifications subies par les roches qu'il affecte et par le volume de matériaux transformés. Il concerne des vastes ensembles, de forte épaisseur (plusieurs kilomètres) des roches sédimentaires. Dans ce cas les roches subies à la fois les effets d'une augmentation de température et de pression. On peut trouver dans ce cas des roches comme : micaschiste ou micas, gneiss à grenats, quartzites.

I. 1. D. Les roches sédimentaires

Définition : les roches sédimentaires sont le résultat d'une sédimentation, c'est-à-dire d'un dépôt de matériaux, en milieu aqueux dans la grande majorité des cas. Ce sont des roches exogènes et localisées à la surface de la lithosphère dont elles ne représentent pas qu'une très faible épaisseur. Par contre elles couvert une grande partie de la surface du globe, ce qui explique leur apparente abondance.

♦ Les milieux aqueux de sédimentation peuvent se diviser en basant sur la salinité de l'eau en :

- Milieu marin, ouvert ou fermé ;
- Milieu saumâtre : lagune, estuaires et deltas ;
- Milieu d'eau douce : lacs, étangs ou cours d'eau ;



2.3
Matériaux sédimentés avec des joints majeurs et mineurs.
1. Marnes.
2. Calcaires.
3. Dolomies.
4. Grès.
5. Conglomérats.

♦ **<u>Matériaux d'origine détritiques</u>** – ils sont constitués par des débris arrachés à des roches continentales, transportés par des vecteurs fluides (l'air ou l'eau), et déposés dans un milieu de sédimentation. Ils sont de nature et de granulométrie très variée : alluvions grossières et fines des rivures, vases d'estuaires, sables marins, argiles des grands fonds, etc.

♦ **<u>Matériaux d'origine chimique ou biochimique</u>** – ce sont des matériaux des précipitations in situ, dont la formation résulte de processus chimiques, provoqués ou non par l'activité d'organismes aquatiques. Les roches formées par cristallisation progressive dans une solution amenée à saturation par évaporation sont à l'origine des couches de sel gemme ou de gypse. A la cause des algues chlorophyllienne qui forme du bicarbonate de calcium soluble et alors le carbonate de calcium se dépose sur le fond sous la forme de très fines cristallites de calcite, constituant une boue carbonatée ; et par diagenèse cette boue donne ultérieurement des roches calcaires lithographiques.

♦ **Matériaux d'origine organique** – Un grand nombre d'animaux aquatiques vivent à l'intérieur d'une coque carbonatée ou siliceuse, dont ils emprunte-la matière première au milieu ambiante. Lorsqu'ils meurent, la partie molle disparaît tandis que la partie dure se dépose sur le fond. L'accumulation de ces parties et leur cimentation par des sédiments d'origine détritique ou biochimique est susceptibles de donner naissance à des roches dites d'origine organique. Par exemples les hydrocarbures et les charbons sont le résultat de la putréfaction de matières organiques (débris ligneux, algues) après enfouissement dans les fonds marins, lacustres ou lagunaires, puis transformations chimiques complexes.

♦ **Classification des roches sédimentaires**

❖ **Roches détritiques** – sont des roches siliceuses, qui sont divises-en deux grandes catégories :
- meubles,
- consolidées,

❖ **Roches meubles** – après la dimension de leurs grains sont :
- **le ballast** – qui comporte des blocs anguleux, soit des galets arrondis, souvent associé à des graviers ;
- **les sables** – sont constitués essentiellement des grains des quartz, minéral inaltérable ;
- **les limons, vases et boues** – sont constituées d'un mélange de très fins grains de quartz et de cristallites argileux , y sont mêlés, dans le cas de limons, des colloïdes ferrugineux et dans le cas des vases des matières organiques et humiques ;
- **les argiles** – sont constituées de cristallites appartenant à des espèces minérales différentes : kaolinite, illite, montmorillonite, qui sont toutes des silicoaluminates ;

❖ **Roches consolidées –** ces roches sont composées des éléments des roches meubles réunis par un ciment de même nature différente.
- **les conglomérats ou rudites –** sont des alluvions grossières de cours d'eau, soit formations de rivage qui ont été consolidées ;
- **les grès ou arénites** – sont des sables consolidés, soudés par un ciment ;
- **les pyélites ou luites** – sont des vases, des boues ou des limons consolidés par serrage, puis lapidification.

❖ **Roches carbonatées** – ont comme matériaux de base : le carbonate de calcium ou le carbonate mixte de calcium et magnésium, dénommé dolomite.

- **les calcaires d'origine chimique ou biochimique,** comprennent :
  - **les calcaires lithographiques** – qui sont formés par serrage d'une boue carbonatée très fine ;

- **les calcaires oolithiques et pisolithiques** – sont formés en milieu marin peu profond et agité, par concrétions des fines couches carbonatées autour d'un nucleus maintenu en suspension par l'agitation de l'eau et il prend l'aspect d'une masse d'œufs de poissons – d'où leur nom ;
- **les calcaires noduleux** – sont constitués des nodules calcaires plus ou moins pâteux, souvent déformés, soudés, et contenant des traces ferrugineuses ;
- **les tufs et travertins calcaires** – sont formations des précipitations chimiques des sources ou des torrents, dont l'eau est très chargée en carbonates et ils contiennent souvent des fossiles de végétaux ;

- **les calcaires d'origine organique –** sont formés pour une part plus ou moins importante de tests carbonatés d'animaux liés par un ciment également carbonaté et on peut trouver les suivantes formes :
  - les calcaires à foraminifères,
  - les calcaires à gastéropodes,
  - les calcaires à polypiers,
  - les calcaires à entroques,
  - la craie,
- **les calcaires impurs** – comprennent les calcaires contenant des proportions d'éléments non carbonatés, comme :
  - **les marnes** – sont des roches intermédiaires entre les calcaires et les argiles, composées d'environ 50% de chacun de ces éléments ;
  - **les dolomies** – sont des roches constituées presque exclusivement d'un minéral, la dolomite ;
  - **les cargneules** – constituant un type particulier de roches carbonatées, souvent associées aux dépôts de milieux de sédimentation lagunaire (gypse en particulier) ;

I.1. F. Formations superficielles

Définition : sont des ensembles hétérogènes de formations meubles du quaternaire, qui constituent des placages d'épaisseur et d'extension variable, généralement réduites sur le soubassement rocheux.

♦ **Les principales formations superficielles sont :**
- la terre végétale,
- la tourbe,
- les vases,
- les alluvions,
- les moraines,

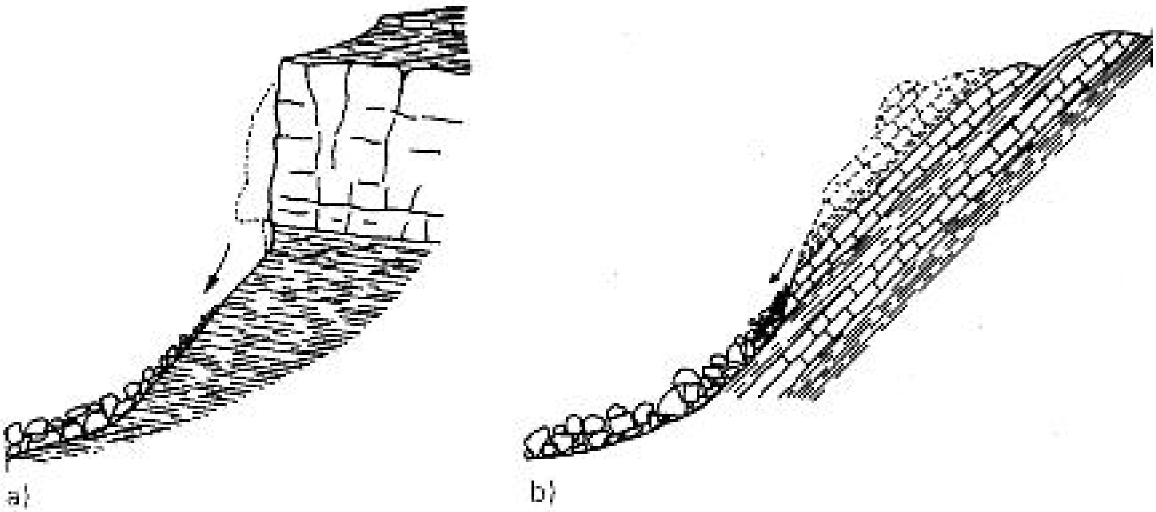
a) **Terre végétale** – est une formation superficielle dont le monde vivant tire son alimentation par le biais de la végétation. Sommairement la terre végétale est un mélange d'une partie minérale (sables, silts, argiles, débris de roches) et d'une partie organique constituée des reliquats de la vie végétale et animale de la surface.
La terre végétale est toujours une roche meuble comportant un fort pourcentage de vide, donc très compressible et cette situation est aggravée par l'existence de la phase organique qui est très sensible aux variations d'humidité. La réalisation d'une fondation nécessite toujours le décapage préalable de la couverture de terre végétale, même pour une construction légère.

b) **La tourbe** – c'est une formation d'origine entièrement végétale qui prend naissance dans les fonds des vallées humides et les dépressions marécages, donc dans des zonez plus ou moins périodiquement inondables. La tourbe se constitue par couches annuelles successives. C'est une formation spongieuse, souple, extrêmement compressible et donc un matériau à bannir de toute assise de fondation superficielle.

c) **Les vases** – peuvent être définies comme des argiles en formations dans des zones de sédimentation calme. Ce sont des formations relativement homogènes, constituées de particules argileuses disséminent, formant une trame très lâche, gorgée d'eau. Au fil des années, la boue vaseuse prend un peu de consistance, mais il faut attendre une durée d'ordre géologique pour que ce matériau mou, sans portance, devienne une argile consistante.

d) **Limons** – sont constitués de fines poussières argileuses et siliceuses transportées par les vents et parfois remaniées par les eaux. L'épaisseur est très variable : de quelques centimètres à plusieurs mètres. Compte tenu de leur porosité importante, les limons sont des formations compressibles et ce d'autant plus que leur teneur en argile est plus grande.

e) **Eboulis** – les éboulis rocheux tapissent le pied des escarpements rocheux et des versants de vallées couronnées par des surplombs des roches dures, dia cassées. Le jeu des diaclases, l'action de l'eau et gel, celle de la gravité, explique ce phénomène classique d'érosion, qui est à l'origine de la destruction et du recul des falaises. Au pied du versant, les éboulis sont constitués des blocs anguleux qui ont dévalé le versant et atteint d'autant plus facilement le bas de la pente qu'il est plus gros. Ces blocs constituent un talus naturel dont l'angle sur horizontale est très voisin de l'angle de frottement interne du milieu. Un talus d'éboulis doit faire l'objet d'une reconnaissance mettant en évidence ses caractéristiques géométriques, géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.



Formation des éboulis rocheux.
a) par rupture d'un pan de falaise désolidarisé de la masse rocheuse principale, à la faveur de l'ouverture d'une diaclase, par traction et dissolution;
b) par suite d'un glissement plan provenant de l'éclatement par gélivation, de schistes ou de roches sédimentaires à joints subverticaux.

f) <u>Les alluvions</u> – sont des matériaux issus de l'érosion des reliefs et transportés par les torrents et les rivières. Mis en suspension dans l'eau de ces cours d'eau, ces matériaux qui vont des galets aux particules fines, en constituent le débit solide. Les torrents de haute montagne sont capables de charrier de gros blocs qui vont se déposer en aval dès que la turbulence de l'eau est devenue trop faible. La pente générale d'un réseau hydrographique diminue avec l'altitude, d'où une capacité de transport plus faible et une sédimentation d'éléments plus fins dans le cours moyen. Alors les torrents qui débouchent dans une vallée transversale accumulent sous forme de cônes les matériaux grossiers qu'ils transportaient. Les alluvions présentent sommairement les caractéristiques suivantes :

- éléments arrondis par l'usure liée au transport,
- hétérogénéité pétrographique,
- hétérogénéité granulométrique,
- stratification entrecroisée,
- présence dans la couche alluviale d'une nappe aquifère,

➢ Les formations alluviales sont en général très perméables. Les problèmes techniques posés par les alluvions dépendent surtout de leur granulométrie :

➢ Les alluvions grossières ou moyennes (sables, gravier, galets) représentant des assises de très bonne portance, très peu compressible ;

➢ Par contre, les alluvions fines (limons argileux, vases) sont des assises très dangereuses.

g) **Les moraines** – représentent un reliquat de l'érosion glaciaire et sont formées des éléments rocheux tombés sur le glacier depuis le haut des versants ou arrachés par le glacier aux versants de sa vallée d'écoulement ainsi que de matériaux fins issus de l'altération et de l'usure des roches de ces versants. La constitution d'une moraine et par conséquent sa perméabilité donc son comportement mécanique sont très variables.

I. 1. G. Propriétés physiques des sols

a) Généralités

- De point de vue de la géotechnique, les sols peuvent être classes-en :
  - **roches** – qui sont les terrains qui ne subissent pas de modifications notables en présence de l'eau. Ce sont en général des matériaux compacts, durs et résistants, qui ne peuvent être réduits en morceaux qu'à la suite de très gros efforts mécaniques ; comme supports des fondations ils sont pratiquement indéformables.
  - **sols meubles** – sont résultants de l'altercation physico-chimique des roches en place, leur compacité naturelle est en générale très faible. Ces terrains sont transformés en se décomposant en petites particules friables et ils sont susceptibles de déformation sous les fondations.
- De point de vue de leur cohésion, les sols peuvent être :
  - **sols cohérents** – comme : argiles, marnes, etc.
  - **sols pulvérulents** – comme : sables, graviers, etc.

b) Paramètres volumétriques

- Dans un sol on peut rencontre les trois états des matières :
  - solide – dans les grains auxquels l'eau peut être fixée chimiquement,
  - liquide – eau libre pouvant être expulsée relativement facile par application d'une pression,
  - gazeux – l'air, dont le poids est admis à 0.
- Dans ce cas, le volume total d'un sol est :

Volume total = volume des grains + volume de l'eau + volume de l'air

c) Paramètres massiques

- Le poids spécifique des grains (γ_s) est le poids par unité de volume des grains du sol. Les principaux éléments qui peuvent être trouver dans un sol
  - silice - SiO_2 - à une densité de 2,65 t/m^3 ;
  - alumine – Al_2O_3 – à une densité de 4.00 t/m^3 ;
  - carbonate – $CaCO_3$ – à une densité de 2,71 t/m^3 ;
- Les proportions de ces éléments variant relativement peu, et on admet en première approximation un poids spécifique moyen de 2,7 t/m^3.

♦ Le poids spécifique apparent humide, est le poids de tous éléments du sol y compris l'eau, par unité de volume. Etant donné que tous les sols fin ont un dégrée de saturation proche de 100%, il est possible de classer ces sols en fonction de leur poids spécifique apparent humide (γ), comme ça :

$\gamma < 1{,}80\ t/m^3$ – très mauvais sols ;
$1{,}80 < \gamma < 1{,}95\ t/m^3$ – mauvais sols ;
$1{,}95 < \gamma < 2{,}05\ t/m^3$ – sols moyens ;
$2{,}05 < \gamma < 2{,}15\ t/m^3$ – bons sols ;
$\gamma > 2{,}15\ t/m^3$ – très bons sols ;

d) Teneur en eau

♦ C'est le poids de l'eau divisé par le poids de la matière solide sèche :

$$W = \frac{\text{Poids de l'eau}}{\text{Poids de la matière sèche}} = \frac{P_w}{P_s}\ (\%)$$

♦ **W** est généralement exprimé en % et peut dépasser 100% (théoriquement il peut varier de 0 à ∞). D'après l'ordre de grandeur on trouve :

W > 45% - très mauvais sols ;
30 < w < 45% - mauvais sols,
20 < W < 30% - sols moyens ;
12 < W < 20% - bons sols ;
W < 12% - très bons sols ;

e) Le diamètre du grain – composition granulométrie

La classification des sols la plus répandue est celle de Atterberg, basée sur une progression géométrique de raison 1/10 :

- les blocs rocheux : d > 200 mm,
- les cailloux : 200 < d < 20 mm,
- les graviers : 20 < d < 2 mm,
- les sables gros et fins : 2 < d <0,020 mm,
- les silts : 0,02 < d < 0,002 mm,
- les argiles : 0,002 < d < 0,2 μm,
- les colloïdes : d < 0,2 μm,

♦ La granulométrie ou l'analyse granulométrique d'un sol est sa décomposition en diverses fractions selon la dimension des grains composants. Par rapport du volume de l'air on peut déterminer la porosité :

$$\textbf{Porosité} = \frac{\textbf{Volumes des vides}}{\textbf{Volume total}}\ (\%)$$

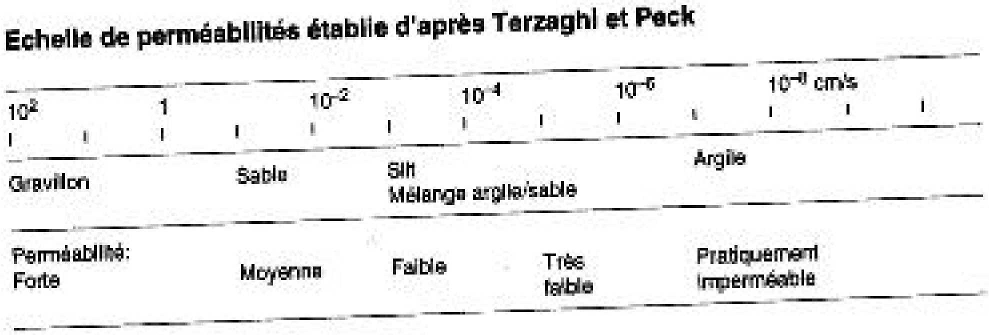
I. 1. H. Propriétés hydrauliques des sols

a) Perméabilité

♦ Darcy a établi en 1856 une loi sur la perméabilité :
- pour l'eau circulant dans un sols perméable, la perte de charge (s) sur la longueur (L) est généralement proportionnelle au débit (Q), soit :

gradient i = s/L = V / K où **V = Q / A –** la vitesse d'écoulement du fluide

♦ Donc le compactage et la vibration ayant pour but de réduire le volume des vides dans un sols, ont une incidence sur la perméabilité.



I. 1. I. Propriétés mécaniques des sols

Définition : les caractéristiques mécaniques des sols ont pour but de définir leur comportement face aux sollicitations extérieures. La rupture d'un sol intervient par compression et cisaillement. Le sol peut être considéré comme un milieu pseudo élastique où les déformations sont sensiblement proportionnelles aux sollicitations.

a) Cisaillement

Dans un sol saturé, l'application d'une charge se porte dans un premier temps sur l'eau interstitielle, puis progressivement elle se reporte sur le squelette solide du milieu et la rapidité de report est fonction de la perméabilité du sol considéré.

♦ L'équilibre limite d'un sol est défini par le passage de l'état élastique à l'état plastique et il se traduit par l'apparition des grandes déformations irréversibles, c'est-à-dire par la rupture. Cet équilibre limite est défini par la loi de Coulomb :

$$\tau = C + \sigma \times tg\,\varphi \; ;$$ où on trouve :

τ **-** résistance au cisaillement du sol considérée, pour une contrainte normale,
C – cohésion,
σ - contrainte normale appliquée à la facette de glissement,

φ - angle de frottement interne du milieu,

♦ D'après les valeurs de **C** et φ on peut avoir les trois cas suivantes :
- $C \neq 0$; $\varphi = 0$; donc sol purement cohérent ;
- $C \neq 0$; $\varphi \neq 0$; sol quelconque ;
- $C = 0$; $\varphi \neq 0$; sol pulvérulent ;

♦ D'après l'angle de frottement interne, on peut avoir :

Valeurs courantes des angles de frottement internes

Matériau	Nature	Angle de frottement φ en °
Sables peu compacts	Grains arrondis et uniformes Grains anguleux, granulométrie continue	28 34
Sables compacts	Grains arrondis et uniformes Grains anguleux, granulométrie continue	35 46
Sables silteux et silts	Essai de cisaillement lent de sables peu compacts Sables compacts Essai de cisaillement rapide consolidé	27 à 30 30 à 35 17 à 22
Argiles	Non consolidées à forte teneur en eau C = 0 Essai lent consolidé Essai rapide consolidé	 26 à 30 14 à 20

b) Compressibilité

Dans l'étude des fondations, il faut se préoccuper des deux éléments suivantes :
- la contrainte admissible de compression d'un sol sous la fondation,
- les tassements prévisibles ou les déformations de ce sol sous l'effet des charges appliquées,

♦ Ces caractéristiques sont mesurées à l'aide de l'odomètre de Terzaghi :
- ❑ un échantillon du sol est comprimé par l'intermédiaire d'un piston entre deux pierres poreuses qui permettent d'effectuer le drainage de l'échantillon ; des comparateurs placés latéralement permettent la mesure des déformations ; les mesures effectuées permettent de tracer la courbe oedométrique d'un sol ;

♦ Le module d'élasticité (**E**) peut avoir les suivantes valeurs :
- sable : 10 à 300 N/mm² ;
- argile raide : 1,5 à 10 N/mm² ;
- argile molle : 0,1 à 1 N/mm² ;

et encore les valeurs comme dans les tableaux suivantes :

Degrés de consistance d'une argile en fonction d'observations in situ

Consistance	Résistance à la compression en N/mm²	Identification faite sur place
Très molle	0,025	le poing s'enfonce facilement sur plusieurs centimètres
Molle	0,025 à 0,05	le pouce s'enfonce facilement sur plusieurs centimètres
Moyennement raide	0,05 à 0,01	le pouce peut être enfoncé sur plusieurs centimètres avec un effort modéré
Relativement raide	0,1 à 0,2	empreinte facile du pouce, pénétration avec grand effort
Très raide	0,2 à 0,4	facile à rayer avec l'ongle du pouce
Dure	0,4 à 0,8	difficile à rayer avec l'ongle du pouce
Très dure	> 0,8	très difficile à rayer avec l'ongle du pouce

Contraintes admissibles pour les fondations

Nature du sol	Contrainte admissible N/mm²	Remarques
Vase, tourbe	0	Prévoir des fondations sur pilots ou sur pieux
Terre végétale, remblais	0,00 - 0,05	Taux variable en fonction de la qualité des matériaux, de la compacité et de l'épaisseur de la couche
Sable très fin	0,00 - 0,20	Terrain utilisable seulement lorsqu'il est contenu dans une enceinte de palplanches, afin d'éviter son écroulement sous les charges
Sable sec et gravier mélangés	0,30 - 0,50	Réduire ces valeurs d'un tiers en cas de risques d'infiltration d'eau
Argile aquifère	0,03 - 0,10	Susceptible de tassements lents, proportionnels à la teneur en eau; exige une étude approfondie
Glaise sableuse, argile sol de dureté moyenne	0,15 - 0,30	Sous réserve que ce sol ne puisse ni se dessécher, ni être saturé d'eau; en cas d'infiltration d'eau, réduire ces taux d'un tiers
Marne, argile ou glaise, sol dur	0,30 - 0,55	Dito ci-dessus
Roches tendres, peu fissurées, saines, en couches régulières	0,70 - 1,00	Ces valeurs peuvent être réduites de moitié pour les roches très fissurées
Roches dures,	1,00 - 4,00	Dito ci-dessus
Granits, gneiss, etc.		Le taux de travail admissible est limité à la valeur des maçonneries supportées

c) Résistance et stabilité des sols

Dans la pratique professionnelle, les sols sont classés sommairement en trois grandes catégories en fonction de leur résistance et de leur stabilité :

- Terrain de mauvaise qualité – impropre à la construction : terre végétale, tourbe, vase, craie lacustre, remblayages, avec contrainte admissible de 0 à 0,15 N/mm² ;
- Terrain de qualité moyenne – sable fin et moyenne, glaise, argile, marne humide, avec contrainte admissible de 0,15 à 0,3 N/mm² ;
- Terrain de bonne qualité – sable gros, gravier, glaise, marne non-humide, avec contrainte admissible de 0,3 à 2 N/mm²,

d) Tassement

Lorsqu'une construction ayant une structure rigide se tasse d'une manière uniforme, il n'y a pas, en général de risque pour l'ouvrage. Par contre, si en différant points, il y a des tassements différencies, et si la structure n'est pas suffisamment rigide, il peut se produire des désordres graves.

♦ Les tassements maximaux et les tassements différentiels doivent être réduits aux valeurs permettant de satisfaire aux conditions suivantes :

- l'ouvrage ne doit pas subir de désordres de structure nuisible,
- les tassements ne doivent provoquer aucun désordre dans les ouvrages voisins liés ou non à l'ouvrage intéressé ;
- ils ne doivent pas perturber le fonctionnement des services utilisateurs ;

♦ Pratiquement on admet les valeurs suivantes :

- tassement total ou absolu :
  - murs en maçonneries 2 à 5 cm ;
  - poutraisons 5 à 10 cm ;
  - silos, cheminées, radiers 8 à 30 cm ;

- tassement différentiel entre deux points distants d'une longueur (L) :
  - circulations d'engins 0,0100 L
  - fonctionnement des machines 0,0030 à 0,0002 L
  - fonctionnement des grues sur rails 0,0030 L
  - écoulement de l'eau dans canalisations 0,01 à 0,02 L

- sécurité vis-à-vis de la fissuration :
  - murs en maçonnerie 0,0010 à 0,0005 L
  - poutres en béton armé 0,0025 à 0,0040 L
  - voiles en béton armé 0,0030 L
  - poutres continues en acier 0,0020 L
  - poutres isostatiques en acier 0,0050 L

♦ Dans le tableau suivant sont données lasses principales caractéristiques des sols en conformité avec les normes internationales :

Extrait de la classification USCS (United Soil Classification System)

Sols		Dénomination	Sol de fondation (non gelé)	Gélivité	Possibilité de tassement et de gonflement	Caractéristiques drainantes	Engins de compactage	Densité sèche moyenne	Module de réaction N/mm^2
Grenus	Graves et sols graveleux	Grave ou mélange gravier-sable bien gradué avec peu ou pas de fines	Excellent	Aucune ou très faible	Aucune	Excellentes	Tracteurs à chenilles, rouleaux à pneus ou lisses	2,00 à 2,22	0,70 à 1,40
		Grave ou mélange gravier-sable mal gradué avec peu ou pas de fines	Bon à excellent	Aucune ou très faible	Aucune	Excellentes	Tracteurs à chenilles, rouleaux à pneus ou lisses	1,76 à 2,22	0,70 à 1,40
		Grave limoneuse mélange gravier-sable-limon	Bon à excellent	Faible à moyenne	Très faible	Passables à médiocres	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	2,00 à 2,32	0,70 à 1,40
			Bon	Faible à moyenne	Faible	Médiocres	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	1,84 à 2,16	0,50 à 1,40
		Grave argileuse mélange gravier-sable-argile	Bon	Faible à moyenne	Faible	Médiocres	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	2,08 à 2,32	0,50 à 1,40
	Sables et sols argileux	Sable ou sable graveleux bien gradué, peu ou pas de fines	Bon	Aucune ou très faible	Aucune	Excellentes	Tracteurs à chenilles, rouleaux à pneus	1,76 à 2,08	0,50 à 1,00
		Sable ou sable graveleux mal gradué peu ou pas de fines	Passable à bon	Aucune ou très faible	Aucune	Excellentes	Tracteurs à chenilles, rouleaux à pneus	1,68 à 2,16	0,40 à 1,00
		Sables limoneux mélange sable-limon	Passable à bon	Faible à élevée	Très faible	Passables à médiocres	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	1,92 à 2,16	0,40 à 1,00
			Passable	Faible à élevée	Faible à moyenne	Médiocres	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	1,60 à 2,08	0,30 à 0,80
		Sables argileux mélange sable-argile	Médiocre à passable	Faible à élevée	Faible à moyenne	Médiocres	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	1,60 à 2,16	0,30 à 0,80
Fins	Limons et argiles	Limons non organiques et sables très fins sables fins limoneux ou argileux ou limons argileux peu plastiques	Médiocre à passable	Moyenne à très élevée	Faible à moyenne	Passables à médiocres	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	1,44 à 2,08	0,30 à 0,80
		Argiles non organiques de plasticité faible à moyenne, argiles graveleuses, argiles sableuses, limoneuses, maigres	Médiocre à passable	Moyenne à très élevée	Moyenne	Pratiquement imperméables	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	1,44 à 2,08	0,15 à 0,40
		Limons organiques et limon-argile organique de faible plasticité	Médiocre	Moyenne à très élevée	Moyenne à élevée	Médiocres	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	1,44 à 1,68	0,15 à 0,30
		Limons non organiques, sols sableux fins ou limoneux	Médiocre	Moyenne à très élevée	Elevée	Passables à médiocres	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	1,28 à 1,68	0,15 à 0,30
		Argiles non organiques de plasticité élevée, argile grasse	Médiocre à passable	Moyenne	Elevée	Pratiquement imperméables	Rouleaux à pneus, à pieds de mouton	1,44 à 1,84	0,15 à 0,40
		Argiles organiques de plasticité moyenne à élevée, limons organiques	Médiocre à très médiocre	Moyenne	Elevée	Pratiquement imperméables	Rouleaux à pneus à pieds de mouton	1,28 à 1,76	0,07 à 0,30
Très organiques		Tourbe et autres sols très organiques	Inutilisable	Faible à médiocre	Très élevée	Passables	Compactage impossible	-	-

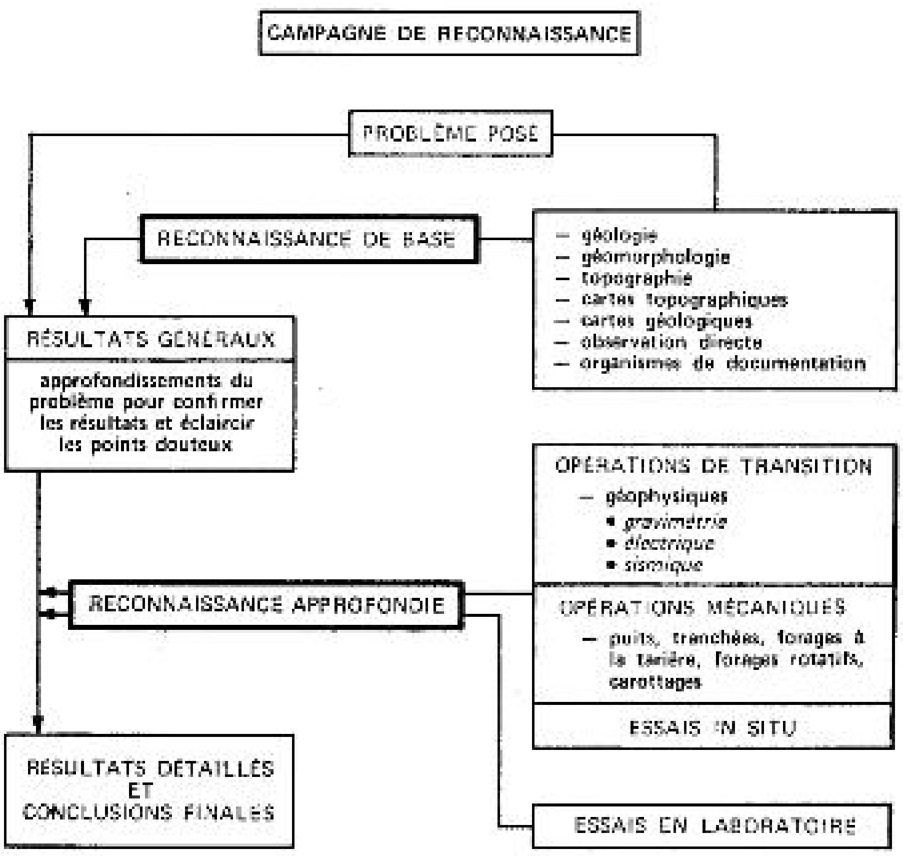
I.2. RECONNAISSANCE DES SOLS

I.2. A. Généralités

♦ La reconnaissance du sol comporte généralement les phases suivantes :
- une reconnaissance générale par tous documents tel que : cartes, plans,
- une reconnaissance superficielle par une visite du site,
- des reconnaissances géophysiques,
- des reconnaissances profondes de la nature des couches,
- des essais in situ pour caractériser les couches portantes,
- des essais de laboratoire, etc.

♦ On peut représenter graphique la succession des ces essais comme sur le schéma suivant :

Conditions générales d'exécution



I.2. B. Reconnaissance de base du sol

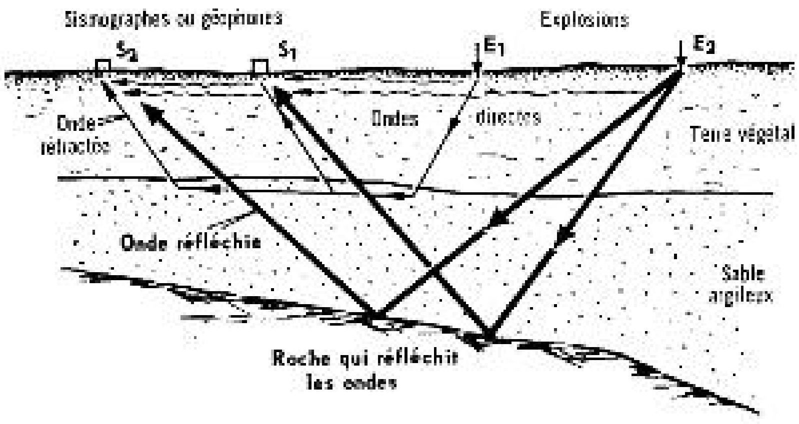
- ♦ Une bonne consultation des cartes géographiques et géologiques est la première opération à effectuer et dans ce cas on peut utiliser des cartes à échelle 1/50.000 ou 1/25.000 qui sont fait à niveau national. Par lectures des ces plans on peut observer les affleurements des couches géologiques, avec des particularités, tel que failles, effondrements géologiques, etc.
- ♦ Avec l'aide des cartes hydrogéologiques on trouve des renseignements sur la distribution des eaux souterraines et sur le comportement mécanique des roches.
- ♦ **La reconnaissance superficielle** – consiste à effectuer une visite locale afin de déterminer des affleurements des couches sous-jacentes.
- ♦ L'observation directe du sol et de la végétation peut aussi fournir quelques indications qu'il faut néanmoins recouper avec d'autres sources de renseignements.
- ♦ Des fouilles en cours à proximité de l'ouvrage à construire peuvent aussi apporter des renseignements intéressants ainsi que les indications qui peuvent être fournies par l'intermédiaire d'entreprises spécialisées.
- ♦ La théorie de Boussinesq permettant de calculer les contraintes crées en profondeur par des surcharges disposée à la surface du sol montrent qu'à une profondeur égale à une fois et demie la plus petite largeur de la surface de charge, les contraintes sont de l'ordre du dixième de la surcharge. Il convient donc théoriquement de reconnaître les sols jusqu'à cette profondeur, mais en fait, il est rare que l'on soit obligé d'aller aussi profondément, le bon sol étant trouvé auparavant.

Reconnaissance superficielle

Qualité du sol	Hypothèse sur la roche-mère	Plantes indicatrices
Acides (siliceux)	Sables, sables secs, roches éruptives acides (granite, gneiss), arènes de décombres	Bruyères, ajoncs, châtaignier, chêne-liège, carex, conifères, digitale, myrtille, genêt, bouleau,
Argileux	Marnes ou argiles, épaisse couche d'argile de décomposition	Mauve sauvage, plantain large feuille, renoncule
Argilo-calcaires – incultes	Calcaire donnant par décomposition une partie argileuse	Campanule, centaurée, colchique, hêtre, frêne
– cultivés	Roche calcaire intercalée de lits marneux, marnes	Chiendent, petite ciguë
Calcaires	Roches calcaires affleurant ou sous-jacentes	Scabieuse, géranium sauvage, buis, chêne vert, lavande, if, chrysanthème des moissons
Limoneux	Alluvions, apports éoliens pouvant être peu épais	Séneçon vulgaire, pissenlit, mouron des oiseaux, liseron

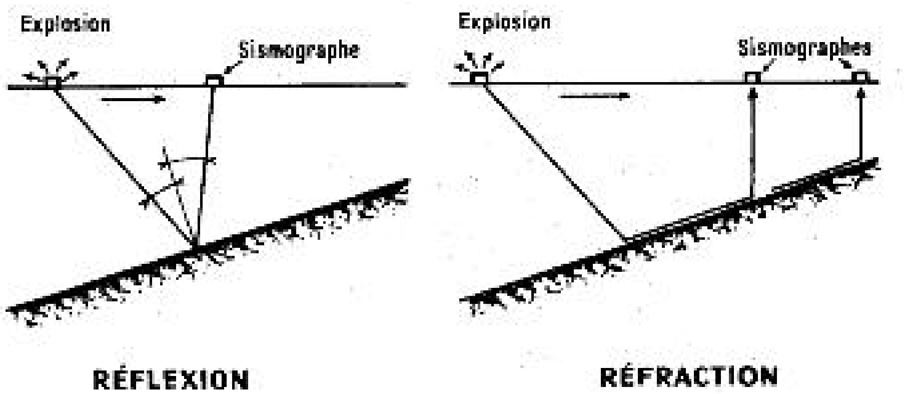
I.2. C. Reconnaissance du sol par méthode sismique

Définition : la méthode **sismique** consiste à étudier la propagation dans les différentes couches des sous-sols des ondes élastiques provoquées par un ébranlement du sol par coups de marteau ou petites charges explosives.



— Schéma de principe de la reconnaissance sismique.

♦ Le phénomène utilisé est basé sur la **réflexion** ou la **réfraction** des ondes à partir du point d'ébranlement et sur la mesure des temps de parcours en différant points où sont placés des appareils enregistreurs (sismographes ou géophones).



Reconnaissance sismique. Principe des méthodes par réflexion et par réfraction

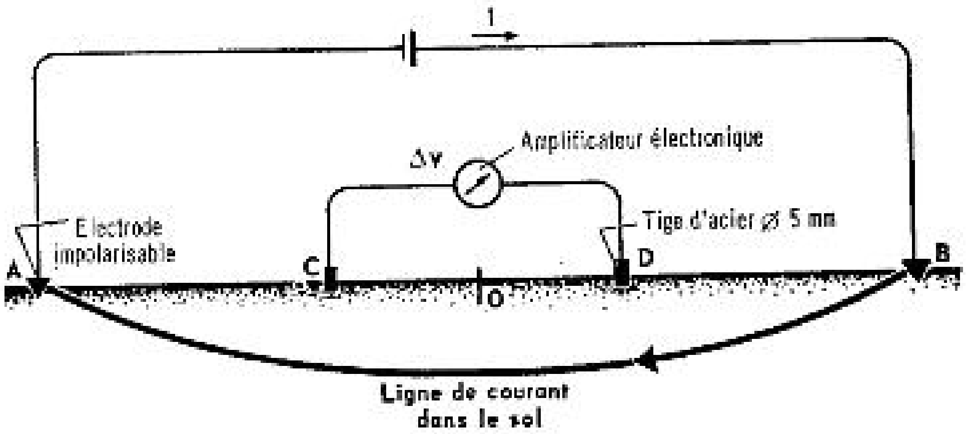
♦ La portée maximale est d'environ 100 mètres en profondeur, et à titre indicatif, voici quelques vitesses de propagation des ondes dans différents terrains :

- fondations superficielles sèches	500 à 1000 m/s ;
- fondations superficielles humides	1600 à 2000 m/s ;
- marne, craie, terrain tendres	1800 à 2500 m/s ;
- schistes, quartzites, calcaires durs	3000 à 5000 m/s ;
- granit	3500 à 5500 m/s ;
- glace de glacier	3700

♦ Des sismographes (pour les ondes réfléchies) ou des géophones (pour les ondes réfractées), disposés en des points plus ou moins éloignés, reçoivent successivement les ondes directes et mesure la célérité des ces ondes par un dispositif électronique. Après ça, des calculs appropriés, permettant de trouver la profondeur du toit de l'horizon de réflexion (couche-miroir) et finalement en déplaçant les points d'ébranlement sonore ou les emplacements des géophones, d'obtenir le pendage des couches et d'identifier les terrains.

I.2. D. Reconnaissance du sol par le méthode électrique

Définition : la méthode électrique consiste dans la mesure de la résistivité des sols rencontrés. Chaque terrain a une résistivité propre.



— Sondage électrique : schéma du montage de mesure de la résistivité du sol.

♦ Pour réaliser un sondage électrique on envoie dans le sol, au moyen de deux électrodes impolarisables **A, B,** un courant électrique, de préférence continu et d'intensité (**i**), pendant l'on mesure la différence de potentiel **ΔV** existant entre deux autres électrodes **C, D,** comme sur la schéma ci-dessus. La distance CD est par exemple égale au quart ou au tiers de la distance AB.

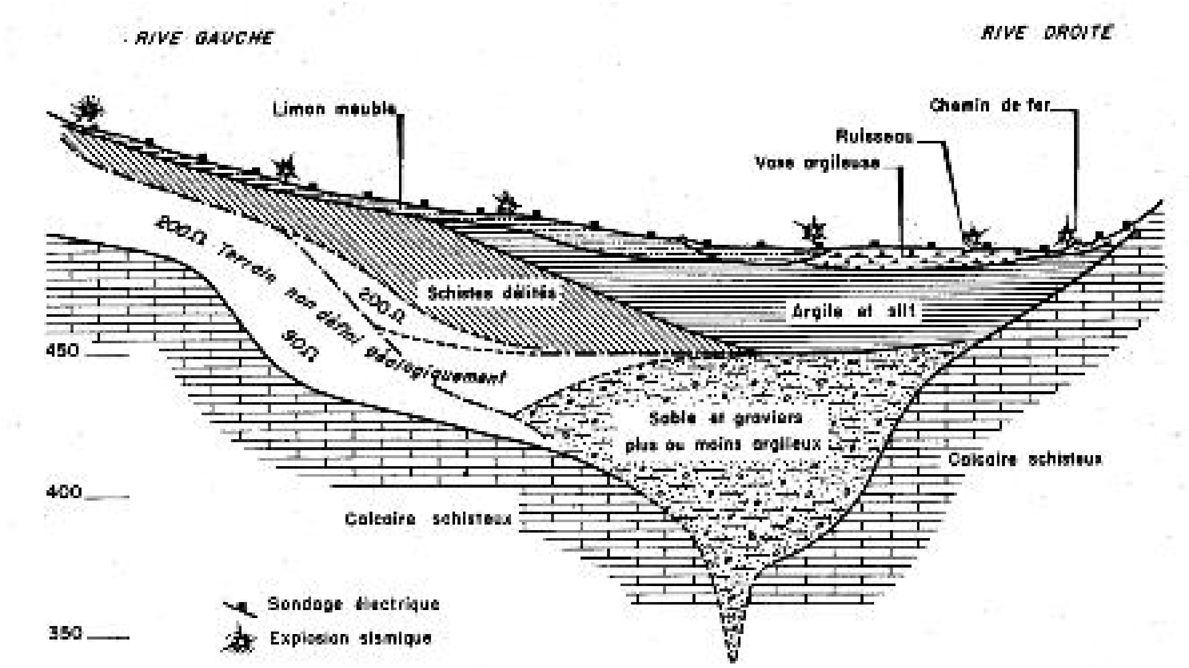
♦ La connaissance de (**i**) et de **ΔV** permet de calculer une résistivité et l'expérience montrent que la partie principale de cette résistivité correspond à celle d'un parallélépipède de terrain dont l'épaisseur est égale au quart de AB, la largeur à moitié et la longueur à une fois et demie AB.

♦ Il suffit donc d'augmenter progressivement la longueur AB tout en maintenant le même rapport entre AB et CD, pour mesurer la résistivité apparente de couches de sol de plus en plus épais.

♦ On obtient un graphique qui interprété à l'aide d'abaques établir par étalonnage, permet l'identification de la nature et de l'épaisseur maximale des couches successives.

♦ Cette méthode n'est pas très précise, car la résistivité d'un sol varie avec sa tenure en eau, le degré de salinité de cette eau, et si le terrain est hétérogène, les diverses couches réagissent les unes sur les autres ; néanmoins il est établi qu'une roche saine et compacte aura une forte résistivité. En somme, on peut commencer la reconnaissance par un sondage électrique (SE) et implanter les forages au droit des anomalies décelées par le sondage électrique.

♦ Une combinaison des méthodes sismique et électrique à été utilisée pour l'étude du remplissage marécageux d'un ancien petit lac alpestre :



Détermination du profil du bedrock et de la nature du remplissage alluvial par l'emploi simultané des méthodes électriques et sismi

I. 2. E. Reconnaissance du sol par le méthode gravimétrique

♦ La méthode gravimétrique est surtout utilisée pour déceler les vides importants qui peuvent se trouver dans le sol ainsi que les contrastes de densité. En vertu de la loi de Newton, à toute variation de la répartition des densités dans le sol correspond une différence de l'attraction de la pesanteur.

♦ A l'aplomb d'une cavité, la valeur de g = 981 cm/s serra plus faible. Les cavités sont assimilées à des sphères ou à des volumes simples ; l'espacement des mesures dépend de la profondeur à laquelle on cherche les cavités, des dimensions des cavités et des densités des terrains.

♦ On peut centraliser les essais sismiques, électriques et gravimétriques sous le titre de **reconnaissance géophysiques d'un sol** sur un tableau comme ci-dessous :

Reconnaissance géophysique

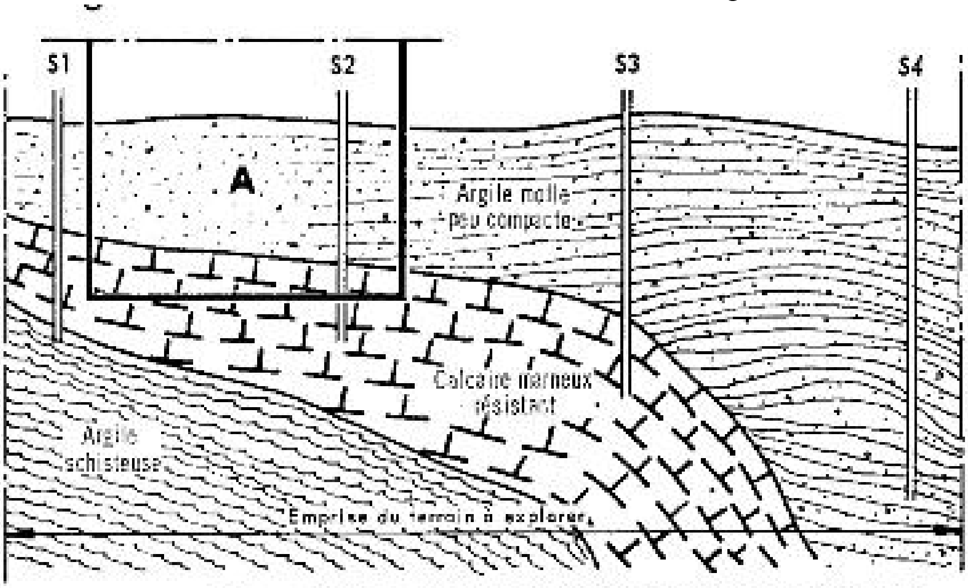
Méthodes	Applications	Avantages
Sismique Basée sur la propagation des ondes élastiques artificielles dans les différents terrains	Reconnaissance générale Sert à apprécier la qualité et la profondeur des couches Employée surtout pour des stratums rocheux afin de localiser les zones de faible portance ou de fracture	Reconnaissance sans forer Matériel réduit Peut donner une idée de l'importance des couches dans les terrains où le forage serait difficile
Electrique Basée sur la différence de résistivité des terrains	Reconnaissance générale Sert à apprécier la qualité et la profondeur des couches Repérage des poches argileuses et des graviers	Reconnaissance sans forer Matériel réduit Peut servir à la localisation de cavités souterraines Moyen économique
Gravimétrique Basée sur les mesures des anomalies de pesanteur rencontrées dans les couches	Reconnaissance générale Repérage des cavités souterraines	Reconnaissance sans forer Matériel réduit Méthode sûre

I. 2. F. <u>Reconnaissance du sol par des sondages</u>

Définition : les sondages sont des forages réalisés avec beaucoup de soin et avec des outils permettant de remonter à la surface du sol des échantillons de terrain prélevés en profondeur.

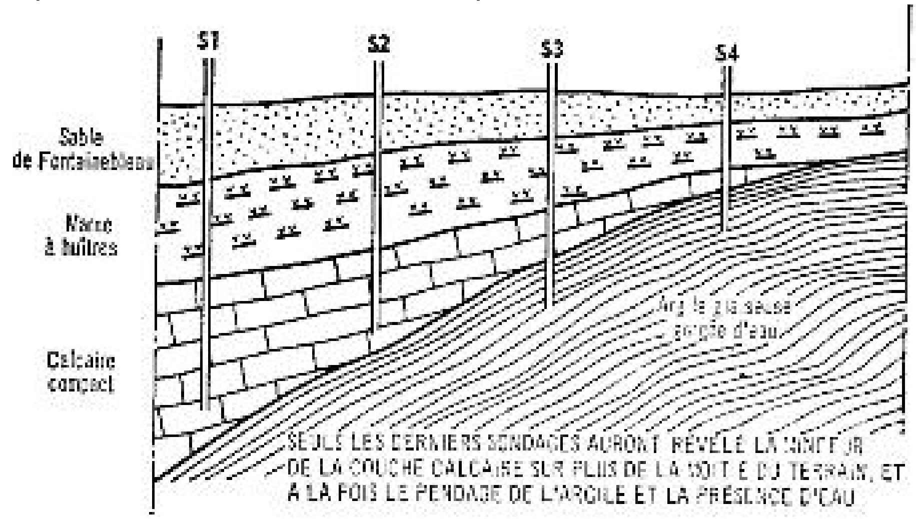
- Les sondages visent essentiellement à reconnaître les couches des terrains, les nappes d'eau éventuelles à traverser et à rechercher la zone de terrain valable (bon sol) pour asseoir la fondation.
- Les sondages peuvent être exécuté :
  - soit à ciel ouvert : puits, tranchées, gradins ;
  - soit par forages mécaniques réaliser à l'aide de matériels divers, plus ou moins perfectionnés ;
- Dans un sol apparemment normal la profondeur des sondages est déterminée en première approximation par les règles suivantes :
  - 3 fois la largeur des semelles ou des massifs, avec un minimum de 6 m,
  - 1,5 fois la largeur de la construction pour un radier général ;
  - 2 fois la largeur de la construction pour un groupe de pieux ;

- ♦ Il faut quadriller le terrain à bâtir et de situer les forages aux croisements de mailles dont le côté ne dépassera pas 30 m. L'expérience des premiers forages décidera du rapprochement des points d'investigation et l'on recommande de procéder à un sondage tous le 400 m².
- ♦ L'alignement des forages permet de dresser des coupes géologiques longitudinales et transversales du terrain, comme sur la figure :



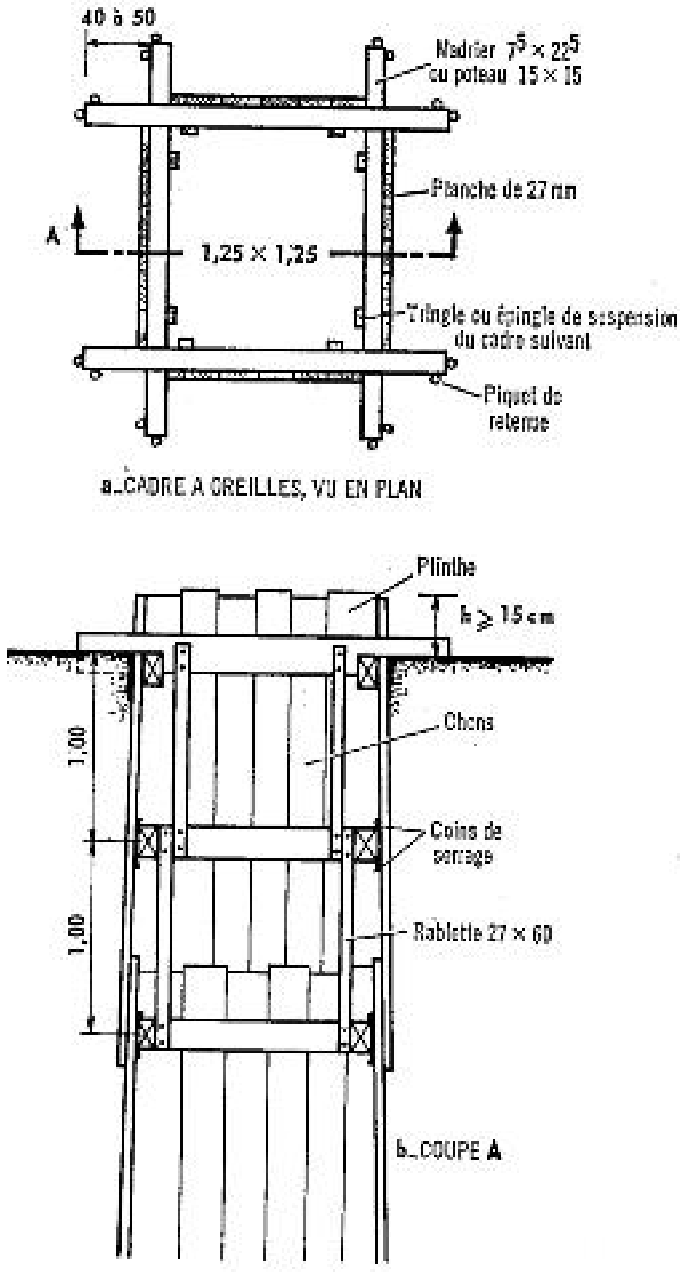
— Nécessité de réaliser plusieurs sondages alignés. On peut déjà prévoir qu'en A, la réalisation du projet sera plus économique.

- ♦ Le but visé étant la recherche du bon sol, on serait tenté de s'arrêter au niveau de la couche de terrain supposée valable pour asseoir la fondation, mais ce terrain bien que de nature résistante, puisse être de faible épaisseur ou reposer sur une couche très compressible, fluente ou affouillable :



— S'assurer de l'épaisseur de la couche résistante sur l'ensemble du terrain à bâtir.

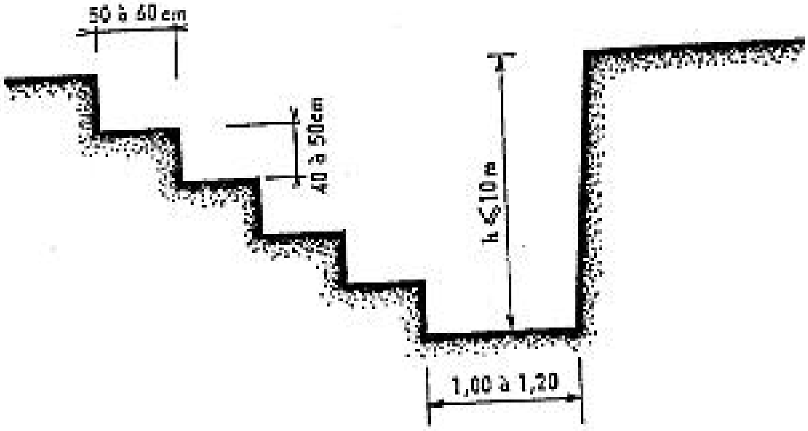
a) **Sondages par puits blindés** – dans ce cas il s'agit de creuser des puits carrés (1,20 à 1,50 m de côté) ou circulaire (de diamètre 1,20 m au moins). On commence par disposer à même le sol un cadre à oreilles de préférence (comme en détaille «a» ci-dessous), qui permettra le démarrage immédiat du blindage indispensable :



— **Sondage par puits blindé à moins de 10 m de profondeur.**

♦ Ce type de sondage exécuté manuellement coût cher et n'est pas utilisable que pour des investigations peu profondes, ne dépassant pas 10 m.

b) **Sondages par tranchée exécutée en gradins** – c'est une méthode propre à l'exploration des terrains où doivent s'implanter les voies ferrées, les chaussées, les canaux, etc.



— Tranchée en gradins.

♦ Ce type de sondage permette d'observer le terrain in situ, d'en prélever des échantillons pour des essais de laboratoire et même d'effectuer des essais sur place avec un pénétromètre ou un chargement à la table.

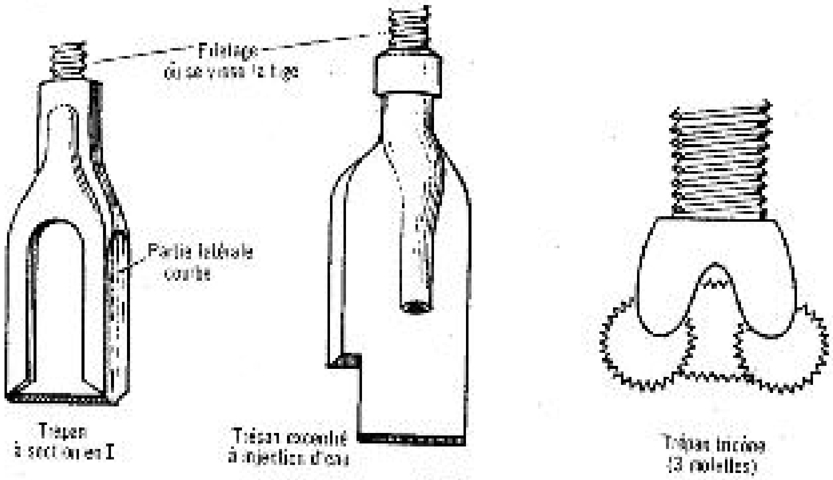
c) **Sondages sommaires –** sont réservés aux bâtiments légers et lorsque le bon sol présumé se trouve à proximité du niveau des fondations projetées. Dans ce cas on peut sonder l'épaisseur de la couche à l'aide des procédés rudimentaires, tels que :
  - barre à mine enfoncée à la masse (une volée de 10 coups par exemple) ;
  - tige adaptée au marteau pneumatique ;
  - tarière placée sur trépied et munie d'une sonde, d'un trépan, etc.

♦ L'inconvénient majeur de ces procédés est qu'ils sont limités à de très faibles profondeurs et qu'ils ne permettent pas de définir la nature des couches traversées.

d) **Sondages profonds** – ces forages visent essentiellement le prélèvement d'échantillons intacts, appelés carottes, et destinés à subir des essais en laboratoire.

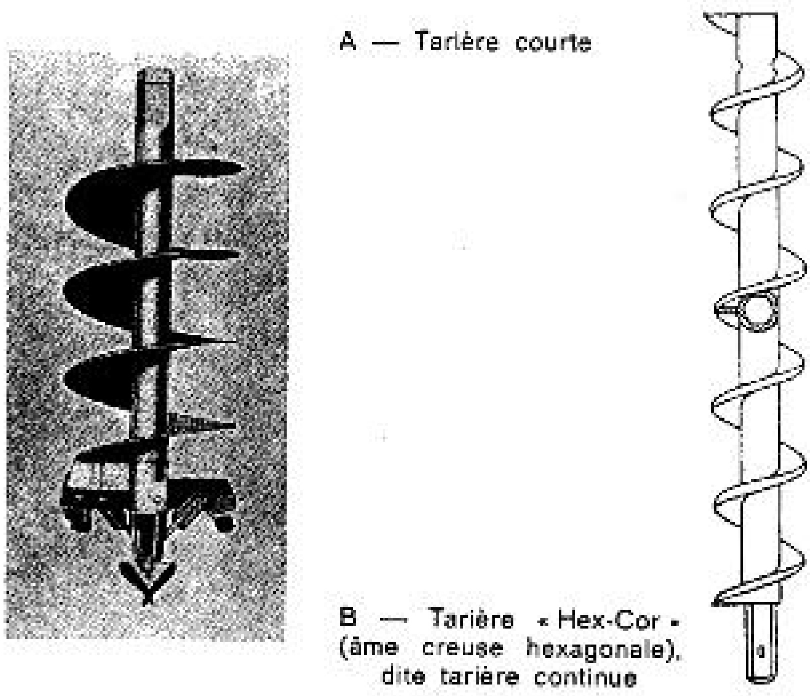
♦ Le diamètre du forage sera petit, en général par mesure d'économie, tout en permettant d'obtenir des carottes d'au moins 50 mm diamètre.

♦ **Matériel utilisé** – on peut distinguer :
  ❖ **Les outils d'attaque** – il s'agit soit par percussion, afin de disloquer le terrain à l'aide de **trépans** divers, comme sur la figure suivante. Les trépans comportent deux parties :
  - une tige agit par son propre poids ;
  - un gros ciseau en acier forgé ;



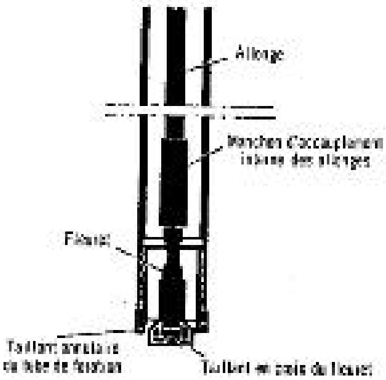
Trépans

- soit par rotation, avec des **tarières** (jusque Φ 30 à 40 cm) pour les sols meubles ;



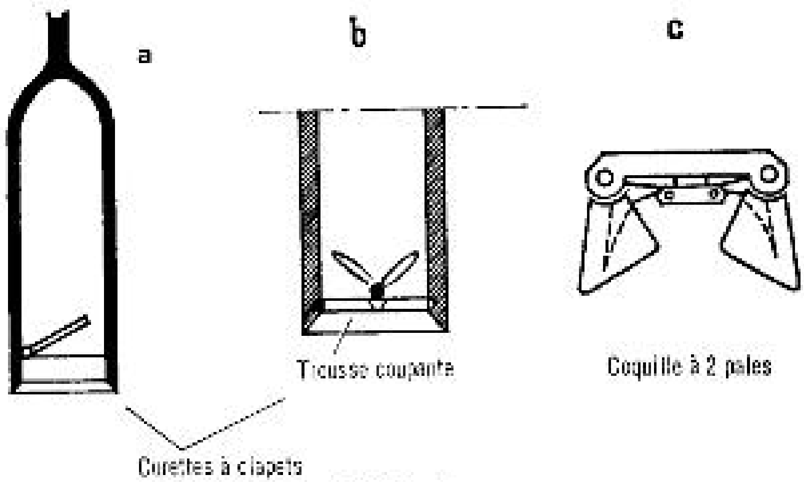
— Tarières de forage

- soit par les **tubes sondeurs** – sont des outils qui travail à la manière d'un foret dans le métal, il attaque la roche par cisaillement et en détache des copeaux et de ce fait nécessite une poussée 5 à 10 fois plus forte que celle nécessaire à l'outil de percussion, ce qui implique le refroidissement de l'outil ;



— Double équipement de perforation

❖ **Les outils de curage** – qui remontent les déblais grâce à la trousse coupante dont est dotée leur base :



— Outils de curage

❖ **L'équipage au niveau du** sol – qui comporte :
- soit un chevalement (une chèvre), auquel est suspendue par l'intermédiaire d'un câble passant sur une poulie, une sondeuse actionnée par un treuil qui procède par embrayages et débrayages successifs (sondage par percussion dit alternatif) ;
- soit un équipement léger et démontable, qui peut être même monté sur un véhicule : Jeep, tracteur ou camion ;
- soit l'adaptation de l'équipement de forage au bout du balancier rétro d'une pelle hydraulique : par exemple la tarière et son moteur de rotation,

❖ **Le tubage ou éventuel des parois des forages** – on peut trouver :
- tubes d'acier enfonce à l'aide d'un mouton suspendu à la chèvre ;
- tubes d'acier enfonce par vérin hydraulique et rotation ;
- soit par louvoiement pour des sondages de forte section ;

- **Une sonde de niveau d'eau** – qui dans le cas d'une nappe phréatique, permet de relever la cote de profondeur grâce à un montage électrique.

e) Avantages des sondages forés avec du matériel moderne

- On peut multiplier les points d'auscultation surtout pour les zones douteuses, et le prix de revient demeure inférieur à celui de sondages réalisés par puits à ciel ouvert ;
- On peut réaliser dans même forage d'autres essais et prélèvements, outre le carottage : par exemple effectuer un essai de charge sur le fond de forage, un essai de perméabilité en place, prélever des échantillons d'eau à différentes profondeurs pour connaître son agressivité éventuelle, et même procéder à des essais d'injection de certaines couches de terrain afin d'évaluer l'ordre de grandeur des quantités de coulis nécessaire ultérieurement ;
- Certains hardis précurseurs ont même songé à descendre des caméras miniatures de télévision dans le forage et qui révéleraient les fissures éventuelles ;

f) Traduction et interprétation des sondages

En principe il s'agit de prendre des attachements figurés détaillés, précis, de chaque sondage réalisé et de tenir soigneusement à jour un carnet de sondages qui permettra d'établir des coupes géologiques du terrain qu'on pourra ensuite interpréter.

♦ Le code de figuration du Bureau des Recherches Géologiques et Minières (BRGM) – est un ensemble de représentation conventionnelle des divers terrains vus en coupe, codifiée par l'Office central de la Documentation Géologique, comme ils sont représentés sur le tableau n° 2, ci-dessous.

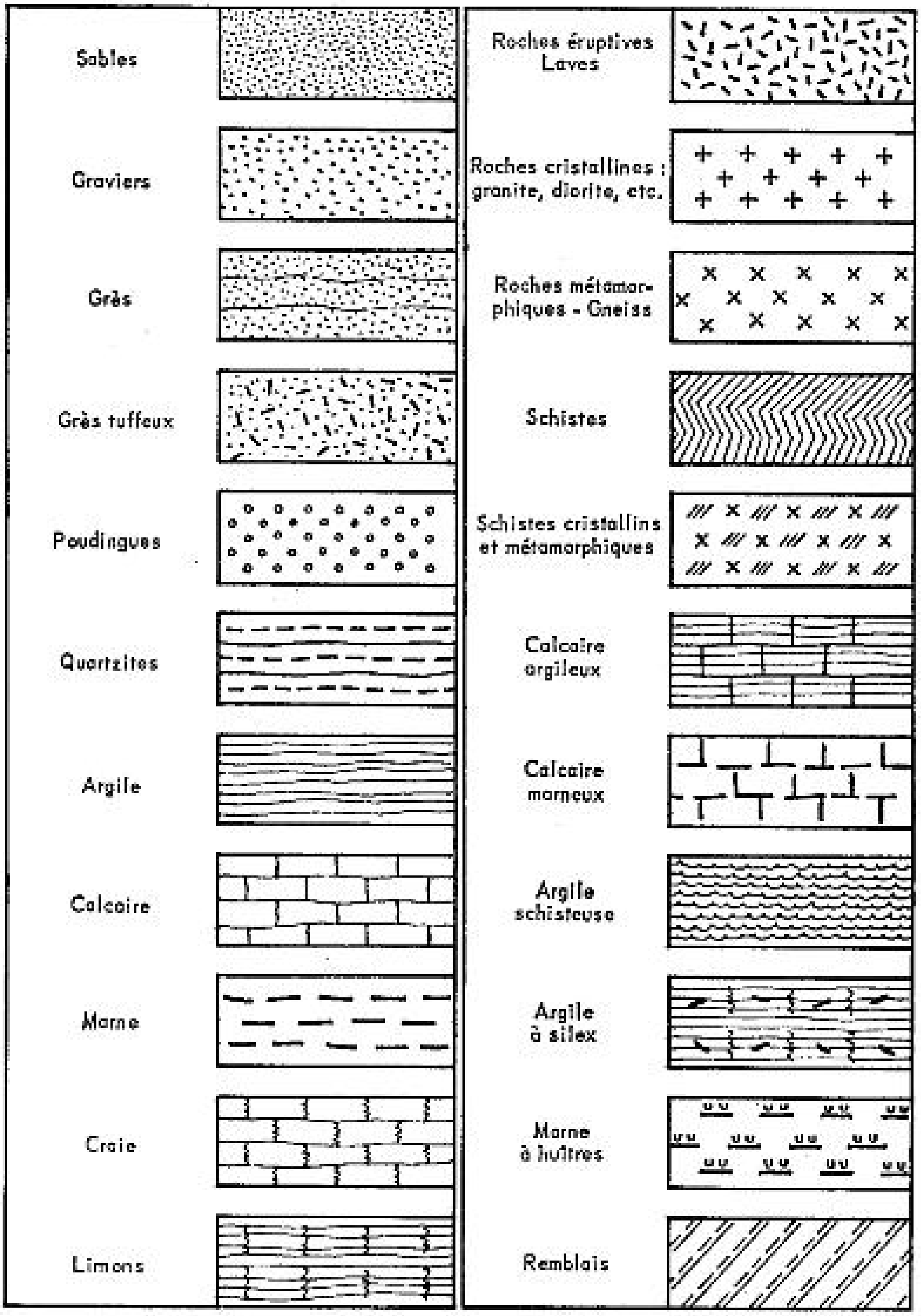
♦ Pour établir un relevé de sondage de reconnaissance sont nécessaires les suivantes données :

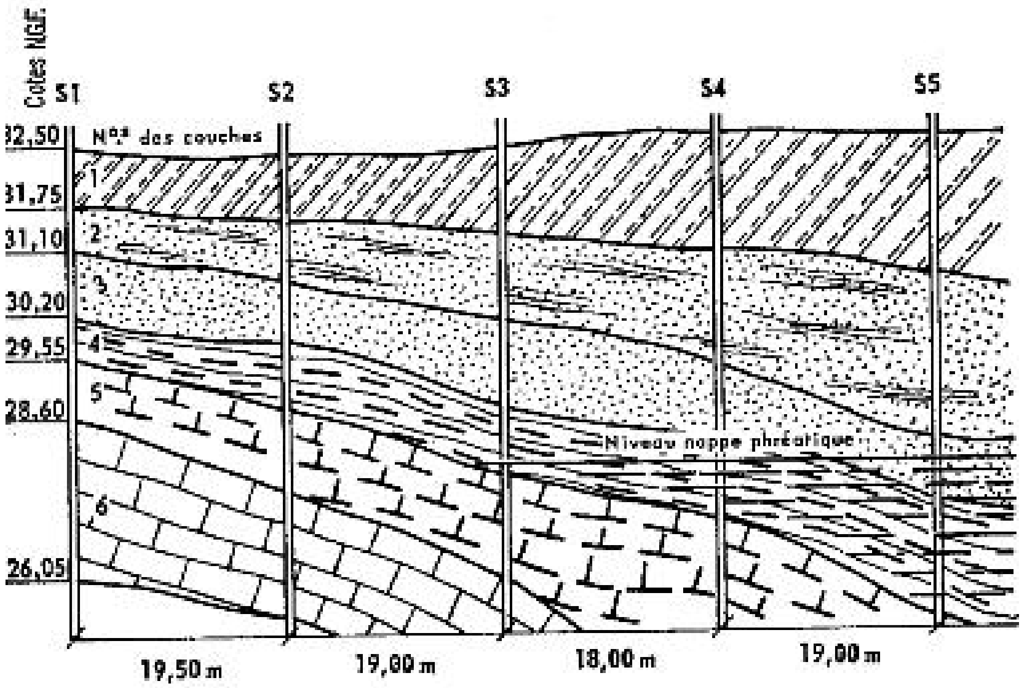
- date du sondage ;
- vitesse d'avancement ;
- les couches de terrain rencontrées ;
- les niveaux d'eau éventuels,
- nature de l'outil utilisé,
- incidents survenus ;
- débit d'une venue d'eau, etc.

♦ D'habitude, un seul relevé de sondage ne donne aucune idée de l'étendue des diverses couches, mais par recoupement de divers forages alignés et assez rapprochés, on peut dresser une coupe géologique, véritable section du sol selon un plan sécant vertical, avec les suivantes indications :

- les bancs dans ce cas peuvent être numérotés d'après les numéros correspondant au texte descriptif qui accompagne la coupe en général ;
- aussi comme dans le cas d'un profil en long de tracé de canalisation ou d'une route, les cotes d'altitude peuvent figurer en ordonnée, tandis qu'en abscisse on peut coter les distances séparant les sondages, les rapport des échelles étant de 5 à 1 comme sur la figure suivante.

Tableau n° 2 – Symboles de figuration des sols les plus courants (extrait du Code du B.R.G.M.)

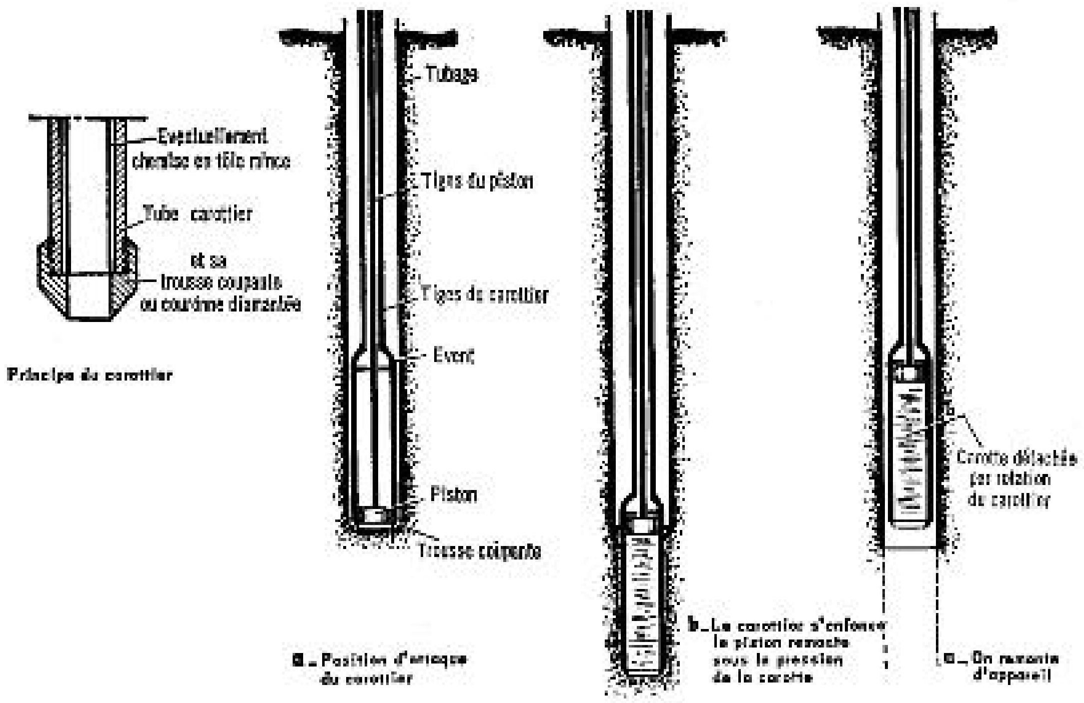




— Coupe géologique

g) Pratique du carottage dans les sondages forés

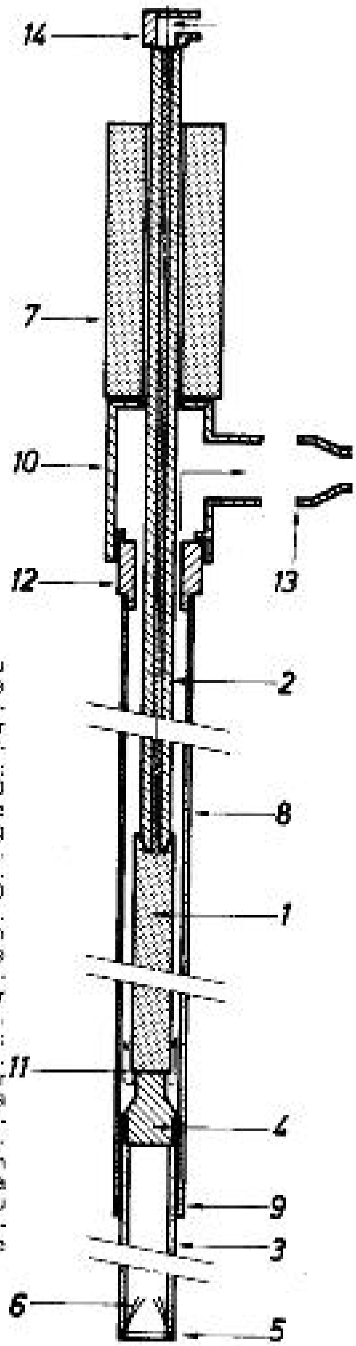
Le prélèvement des carottes est réalisé au moyen d'appareillages très divers, appropriés à la consistance des couches rencontrées :



— Prélèvement de carottes. Carottier à piston pour terrain mou.

♦ Il existe nombreux types de carottiers : à piston, à bille, à clapets, à cloche, etc. et le diamètre des carottes varient selon le terrain à découper de 50 à 60 mm pour les couches dures et jusqu'à 400 mm pour les sols pulvérulents. En même temps la longueur des carottes peut être de 60 à 150 cm.

— Dispositif de carottage par vibropercussion.



1. Marteau fond de trou A SS 100 Stenuick ; 2. Tige 90 ou 110 suivant Ø du forage ; 3. Tube-poinçonneur (carottier) ; 4. Raccord marteau au tube poinçonneur ; 5. Sabot stellité Domine OD 2516 ; 6. Extracteur à lame d'acier ; 7. Mouton 200 kg adapté au Ø des tiges ; 8. Tubage de revêtement ; 9. Sabot stellité Domine OD 2516 sans extracteur ; 10. Boite spéciale s'ouvrant en 2 parties à l'aide d'une charnière pour pouvoir moutonner le tube (utilisé pour forer dans la nappe) ; 11. Echappement du marteau ; 12. Tête de battage ; 13. Cône réducteur adapté par vissage à la sortie de la boite à charnière pour diminuer le débit dans l'espace annulaire et éviter un désamorçage, lorsque la hauteur d'eau au-dessus du marteau n'est pas suffisante ; 14. Tête d'arrivée d'air.

I.2. G. Résultats pratiques de la reconnaissance du sol

♦ **Pour le terrain exploré**

- la synthèse des résultats obtenus par les diverses reconnaissances permet d'établir la coupe géologique des diverses couches rencontrées avec l'indication des taux de travail admissibles respectifs, et celles des anomalies nécessitant des injections de stabilisation,
- à l'architecte de décider des emplacements préférentiels d'implantation des divers bâtiments d'un ensemble selon les charges respectives qu'ils transmettent au sol : tours, groupe scolaire, pavillons, soit en définitive d'élaborer le plan-masse fonctionnel le plus économique parce que conçu selon les possibilités réelles du sous-sol,
- de décider par architecte à chaque fondation les dimensions optimales qui assurent la stabilité de l'ouvrage, tout en évitant des fondations abusives et coûteuses,
- dans le cas de présence de nappe phréatique, de choisir les liants appropriés capables se résister aux eaux agressives éventuelles et de prévoir l'importance des épuisements nécessaires,

♦ **Indications pratiques générales résultant de la mécanique des sols**

Au point de vue des sols des fondations, les terrains peuvent être classifiés :

a) Les remblais – à moins d'être anciens et bien tassés, sont impropres à supporter des constructions lourdes et durables et devront être traversées pour retrouver le bon sol. Dans ce cas les contraintes généralement admises sont :

- remblais non tassés - 0 Mpa ;
- remblais récents, comprimés par couches arrosées - 0,02 à 0,06 Mpa ;
- remblais anciens et consolidés - 0,05 à 0,1 Mpa ;

b) Les terrains compacts incompressibles – constituent excellents supports, lorsqu'il s'agit de roches dures, en masses profondes, compactes et homogènes. Dans ce cas les résistances sont :

- les granits et autres roches ignées - 2,5 à 4 Mpa ;
- les calcaires, grès, schistes - 0,7 à 1,5 Mpa ;

Dans le cas d'importantes fissures, de cavités creusées par l'eau, ou de stratification peu favorable, il est recommandé de réduire de moitié la contrainte admissible.

c) Les terrains cohérents – tels que argiles, marnes, sable argileux, plus ou moins compacts, nécessiteront une étude sérieuse car leur portance peuvent varier considérablement selon la teneur en eau et leur consistance. Dans ce cas on trouve :

- terrain mou, pétrissable à la main - 0,02 à 0,06 Mpa ;
- terrain consistant, difficile à pétrir - 0,08 à 0,15 Mpa ;
- terrain compact et s'émiette - 0,15 à 0,30 Mpa ;
- terrain dur ou en masse compacte - 0,30 à 0,40 Mpa;

d) Les terrains compressibles et affouillables – tels que terre végétale, terres fluentes (vases, limons), tourbe, glaise et marne très plastiques, constituent de très mauvais terrains qu'il faut traverser en général si l'on veut trouver un bon sol pour des constructions durables. Dans ce cas ils peuvent des contraintes dépassant rarement la valeur de 0,06 Mpa.

♦ **Indications à retenir de l'étude des conditions de tassement des sols**

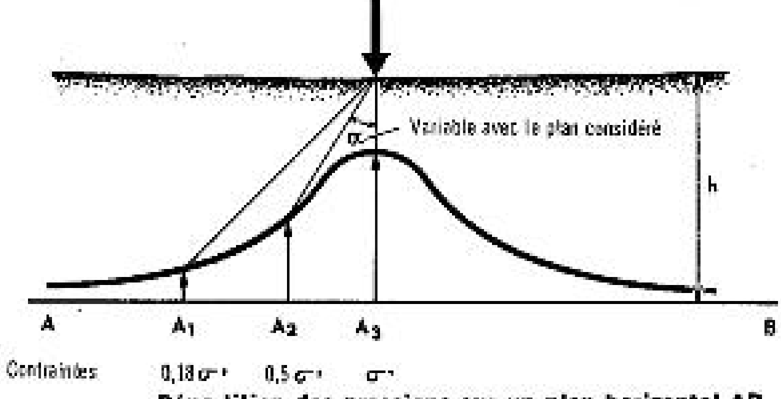
a) Dans les terrains argileux cohérents, ce tassement dit de consolidation, résulte de l'expulsion de l'air et de l'eau inclus dans la couche intéressée, et cela sous les charges de l'ouvrage. Le phénomène plus ou moins lent varie avec nombreux paramètres : composition de l'argile, sa compacité, sa plasticité, la forme et les dimensions en plan de la fondation et aussi les caractéristiques des sols sous-jacents et latéraux.

b) Dans les terrains non cohérents (par exemple sable et graviers relativement secs) l'équilibre d sol se produit assez rapidement au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage, mais le tassement est fonction de l'épaisseur de la couche et aussi de la forme des dimensions de la fondation.

c) En pratique de faibles tassements, de l'ordre de 5 à 30 mm ne sont pas dangereux lorsqu'ils sont progressifs et réguliers. Le tassement prévu, calculé, ne doit en aucun cas mettre en cause la stabilité de la construction.

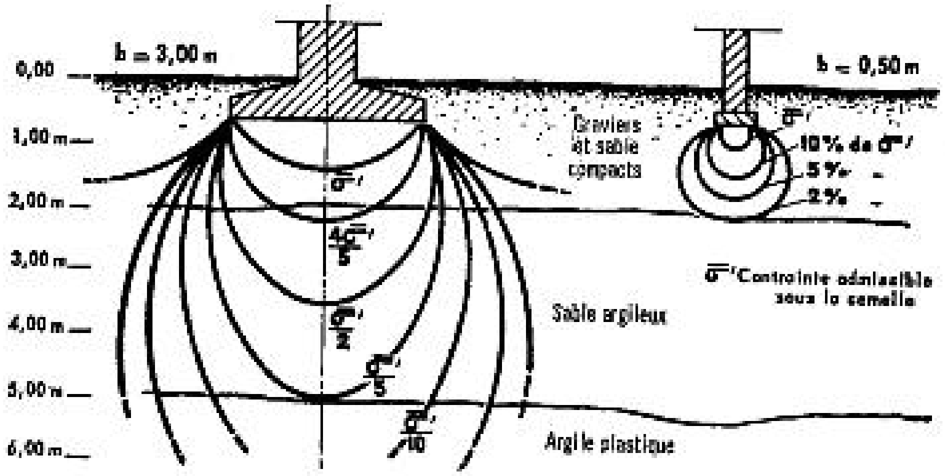
♦ **Comme se répartissent les pressions dans le sol**

- La charge appliquée sur le sol d'assise par la fondation crée des contraintes non seulement sur la surface de contact mais à l'intérieur des couches inférieures.
- La répartition de ces efforts varie selon le degré de cohésion et d'homogénéité du terrain et aussi avec la forme et les dimensions du massif de fondation.
- La répartition des pressions dans un plan horizontal situé à une profondeur (h) de la surface d'assise est comme sur le schéma :

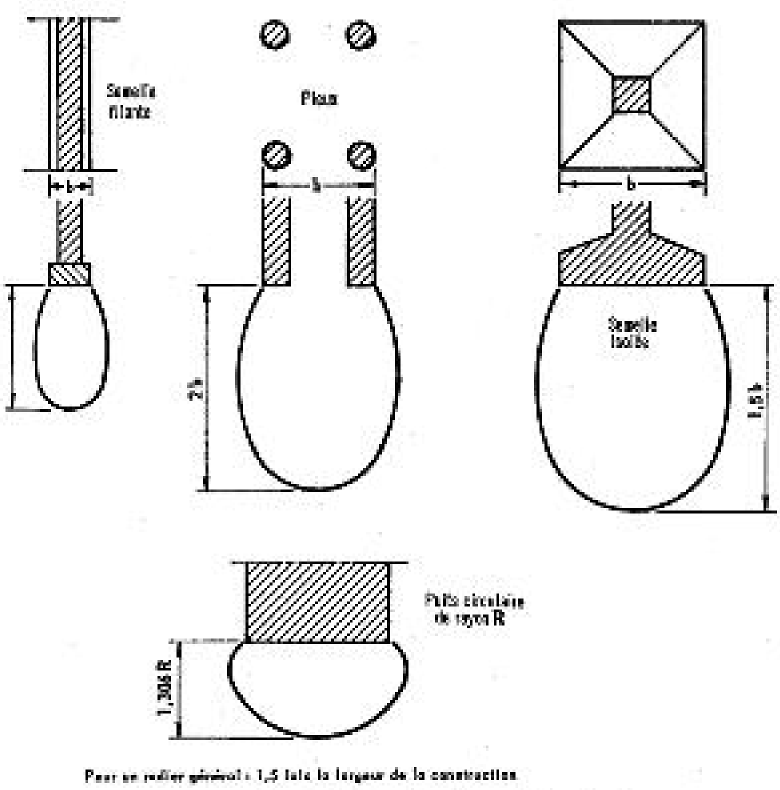


— Répartition des pressions sur un plan horizontal AB.

- Dans ce cas la courbe des efforts épouse la forme d'une cloche, et des formules complexes qui sont données par Boussinesq et Frölich, permettant de déterminer les contraintes aux différents points du plan considéré.
- Dans le plan vertical, Boussinesq a traduit cette répartition des pressions en courbes d'égales pressions délimitant des bulbes de terrain, d'allures très variables selon la forme de la fondation et ses dimensions :



— Courbes isopression pour des semelles filantes de largeurs très inégales.



Pour un radier général : 1,5 fois la largeur de la construction.

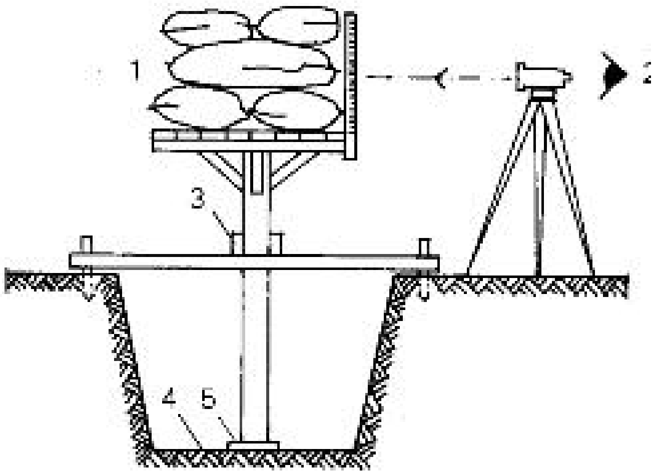
— Profondeur théorique de répercussion des charges

I. 3. ESSAIS DES SOLS IN SITU

Définition : les essais des sols in situ sont essais de chargement qui ont pour but de déterminer sur place la courbe des déformations en fonctions des charges. Ils tendent à reproduire, autant que faire se peut, les conditions de travail réelles du sol sous une fondation superficielle.

I. 3. A. L'essai à la table

- Cet essai n'est pratiquement plus utilisé car il a l'inconvénient d'être long, et nécessite un dispositif encombrant.

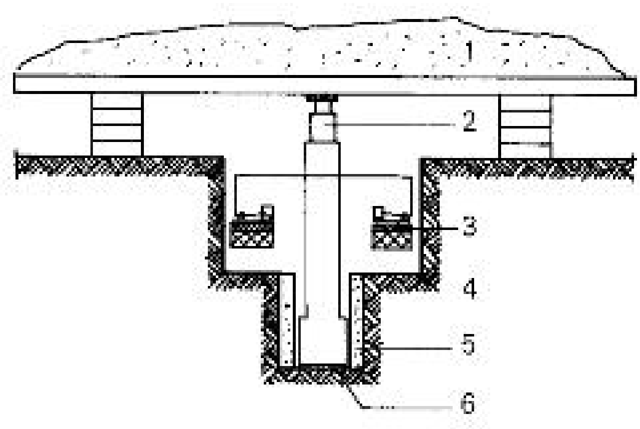


Essai de charge à la table
1. Charge dont le poids est connu.
2. Lecture des enfoncements successifs.
3. Madriers de guidage.
4. Sol de fondation à expérimenter.
5. Plaque métallique, env. 20/20 cm.

- Cet essai est pratiqué sur un sol d'assise de fondation et le chargement est conduit si possible jusqu'à rupture du terrain par poinçonnement et permet en principe de calculer la contrainte limite et le taux de travail admissible.
- Malgré, les résultats obtenu n'ont souvent pas de signification valable dans le cas où les couches portantes comporteraient une couche sous-jacente compressible qui ne sera pas intersectée par la courbe de répartition des pressions.

I. 3. B. L’essai à la plaque (ou à la vérin)

- Cet essai est pratiqué en technique routière, lorsqu’il s’agit seulement de définir la déformabilité de l’assise. Les charges mises en œuvre sont plus réduites que pour l’essai à la table et alors cet essai est plus léger, plus rapide et plus économique.



Essai de chargement à la plaque
l'effort étant transmis par un vérin.
1. Charge.
2. Vérin.
3. Flexigraphe.
4. Remblai provenant du déblai excavé.
5. Chemisage.
6. Plaque métallique de 10 mm, Ø 30 cm.

♦ La plaque en contact avec le terrain est surmontée d’un fût rigide, de diamètre inférieur ou égal à celui de la plaque.

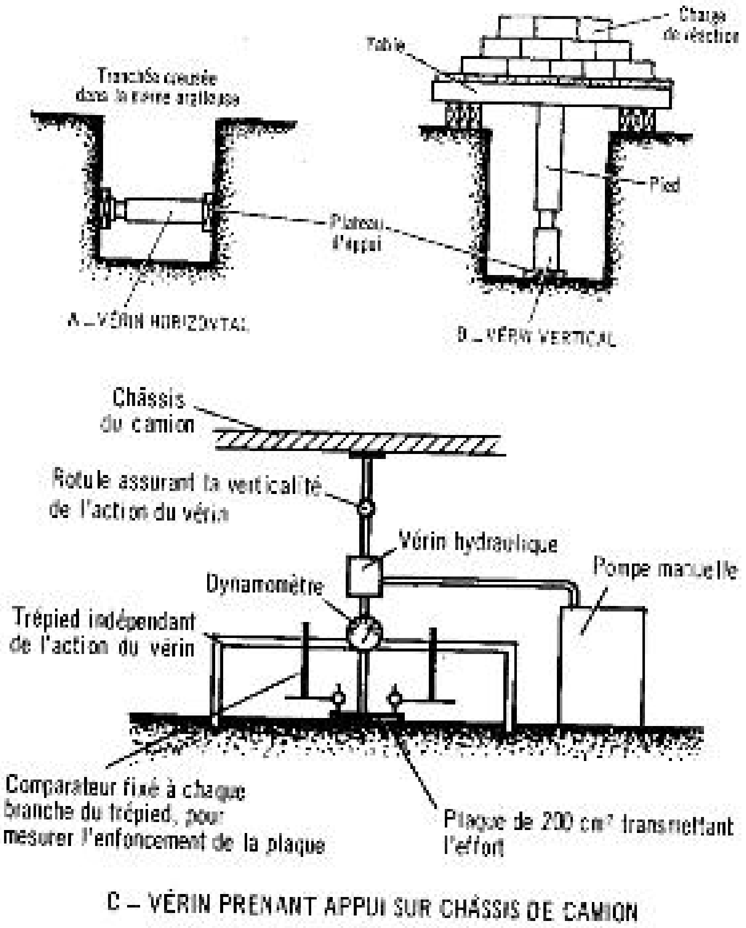
♦ La mise en charge peut être obtenue soit directement par un plateau de chargement, soit indirectement par l’intermédiaire d’un vérin et d’un appui qui fournit la réaction.

♦ **Pour un l’autre type d’essai au vérin**, on peut appliquer sur les parois latérales d’une tranchée, d’un puits ou d’une galerie, en interposant des plateaux de surfaces appropriées qui s’appuient sur le terrain aplani au préalable, et au besoin dresser par un gobetis de ciment.

♦ On fait agir progressivement le vérin en maintenant chaque charge constante pendant une même durée (1 ou 2 heures) et on note l’enfoncement du piston en fonction des charges ce qui permet de tracer un graphique.

♦ Mais on ne peut associer avec certitude les déformations horizontales aux contraintes admissibles verticalement, à moins qu’il ne s’agisse de sols rocheux non fissurés.

♦ On peut également appliquer le vérin directement sur le fond de fouille en utilisant soit une poutre de réaction ancrée dans les parois, soit une table comportant une charge de réaction, soit même un camion comme point d'appui comme sur la figure suivante :



— Essais avec des vérins

♦ On parvient ainsi à déterminer soit la valeur de surcharge nécessaire pour provoquer un tassement convenu (par exemple 10 cm), soit la charge critique dont le dépassement crée un tassement continu irréversible.

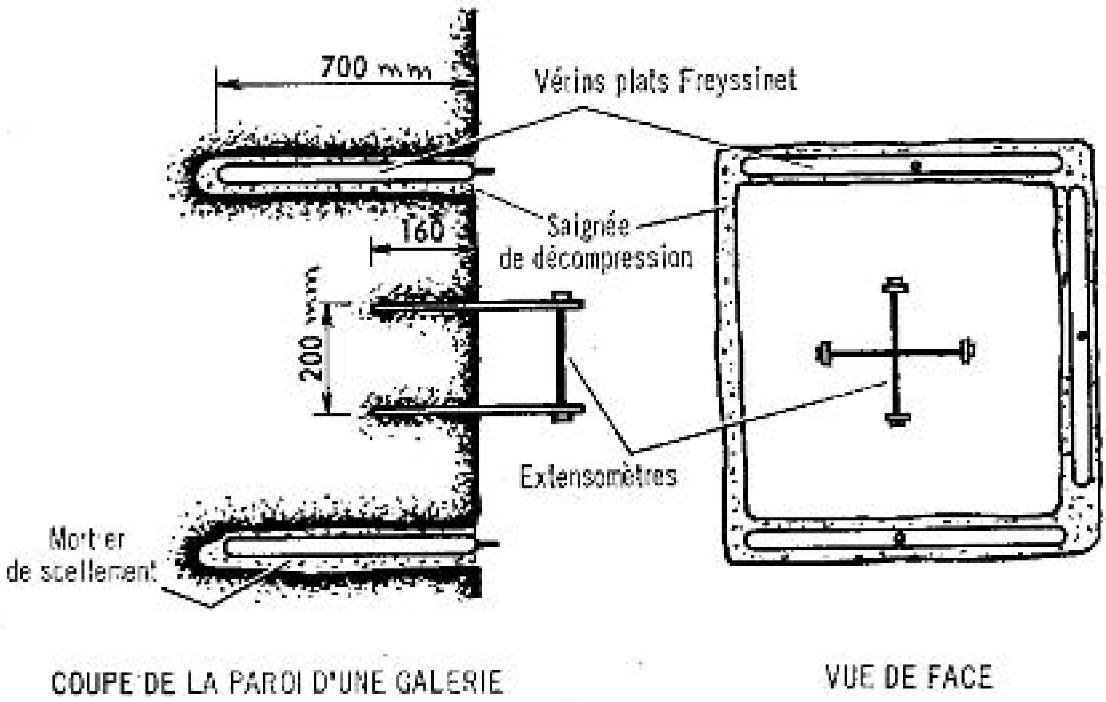
♦ **Avec l'extensomètre à cordes vibrantes** – on peut aussi déterminer les contraintes sollicitant une paroi de galerie, de tranchée ou de puits.

♦ Dans ce cas on dispose en croix une série d'extensomètres dans la paroi de la couche intéressée. On pratique une saignée tour autour (ou seulement au-dessus selon le but visé) ce qui décomprime la roche garnie d'extensomètre et entraîne l'allongement des cordes vibrantes.

♦ On scelle à bain de mortier un ou plusieurs vérins plats dans la saignée et on le met en pression jusqu'à annuler les déformations des extensomètres.

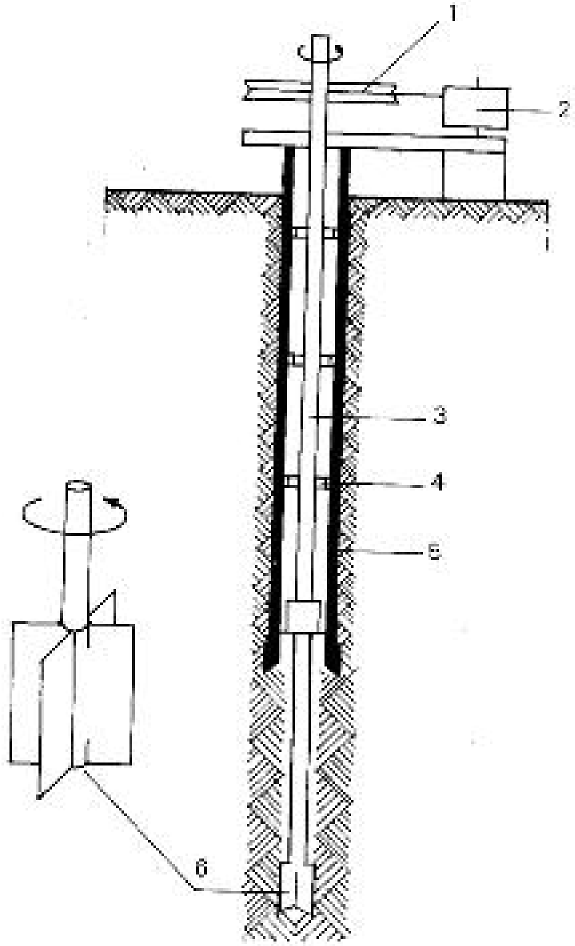
♦ On obtient ainsi la pression qui régnait dans le terrain, selon les directions désirées. Il faut préciser qu'il existe aujourd'hui une multitude de modèles de capteurs de pression à corde vibrante.

♦ On peut représenter ce type d'essai comme sur la figure suivante :



I. 3. C. <u>L'essai au scissomètre (ou vanne-test)</u>

- Cet essai s'utilise depuis 1948 en Suède et Allemagne seulement pour le terrain très mou, dans les argiles molles par exemple.
- Cet essai consiste à mesurer avec cet appareil le couple de torsion, à la profondeur demandée, provoquant la rupture du sol.
- On admet aussi que la force portante du sol correspondant est approximativement égale à deux ou trois fois la valeur de cette cohésion.
- Cet essai est rapide et il est valable pour des sols saturés d'eau, mous.
- Un scissomètre comporte une tige de torsion munie à sa base de 4 pales de forme diverses (rectangle, ovoïde, cercle, secteur circulaire, trapèze, etc.) qui cisaillent un cylindre de terrain (avec un diamètre au tour de 10 cm) permettant ainsi la mesure de la cohésion in situ des argiles molles saturées, en évaluant le moment nécessaire pour provoquer la rotation de la sonde.
- On peut représenter un scissomètre comme sur la figure suivante :



2.9
Scissomètre
Cet essai de cisaillement fournit la mesure de la cohérence
1. Plateau de rotation
2. Dynamomètre
3. Tiges
4. Guides
5. Colonne de perforation
6. Palette

- **L'essai avec le rhéotest –** est plus pratique que celui avec le scissomètre car il permet de mesurer la contrainte de cisaillement du sol (comme le scissomètre) et la composante normale de la contrainte le long de la surface de cisaillement. Dans ce cas l'appareil est composé d'un tube creux de 8 à 10 cm de diamètre extérieur et de 80 cm longueur. A la partie inférieure, on retrouve des ailettes parallèles au tube sur 20 à 30 cm de long ; entre le tube et les ailettes une membrane cylindrique de caoutchouc armé que l'on gonfle pour appliquer au sol que l'on cisaille par rotation du tube, permet de mesurer la pression latérale.

I. 3. D. L’essai pressiométrique (ou le pressiomètre Ménard)

♦ Cet essai consiste à mettre en charge latéralement le terrain par l’intermédiaire d’une sonde descendante dans un avant-trou de même diamètre. Cette sonde est dilatable par application d’une pression interne croissante. On détermine les déformations correspondantes en mesurant la variation de volume de la cellule centrale.

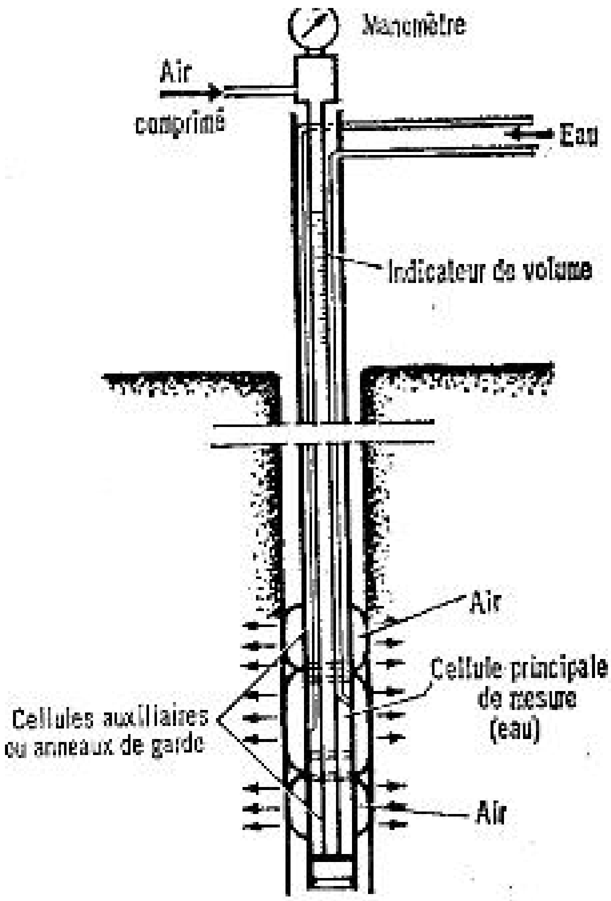
♦ La dilatation de la cellule est obtenue par injection d’eau sous pression dans une cellule de mesure en caoutchouc intercalée entre deux cellules de garde de même diamètre, remplies d’air, de manière à assurer une répartition sensiblement uniforme des contraintes et des déformations au droit de la cellule de mesure.

♦ La sonde a un diamètre de 6 cm et la pression est appliquée suivant une progression arithmétique, par paliers.

♦ Cet appareil ne permet pas de mesurer de manière continue les variations de résistance du sol et alors les couches molles, très minces (50 à 60 cm épaisseur) risquent de ne pas être détectées.

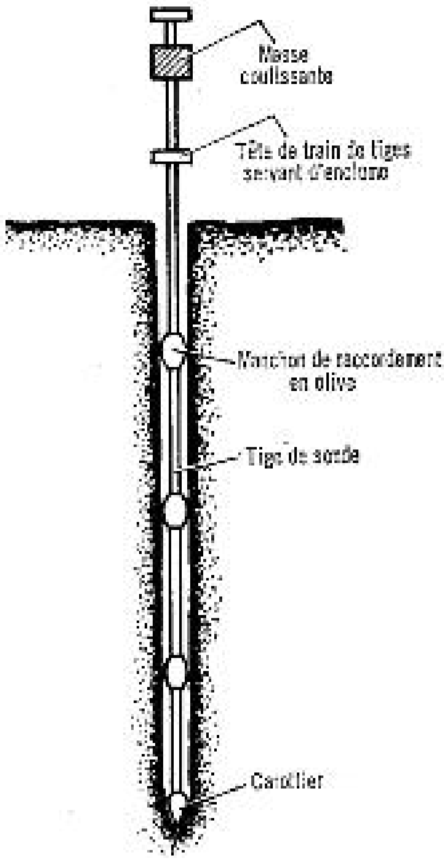
♦ L’interprétation des résultats est assez délicate, mais cet essai permet jusqu’à la fin de calculer des fondations superficielles et profondes, ainsi que des petits tassements.

Schéma du pressiomètre



I. 3. E. L’essai de pénétration dynamique

♦ Cet essai consiste tout simplement à enfoncer par battage un pieu de toutes petites dimensions. Comme le frottement latéral introduit une variable dont il est difficile de tenir compte et de ce point de vue l’appareil Couard est le meilleur à utiliser, parce que dans ce cas le frottement latéral est réduit à sa plus simple expression grâce à l’emploi de manchons olive, d’un diamètre égal à celui de la pointe et reliant les différents éléments du train de tiges.



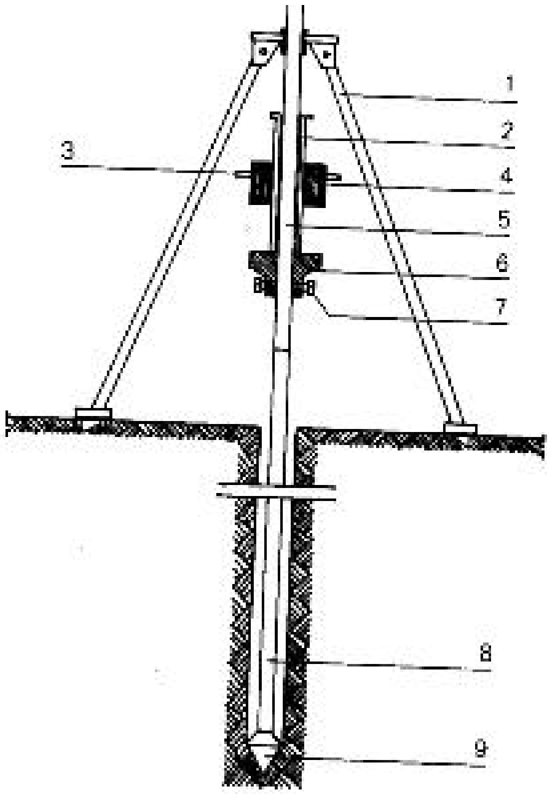
Pénétrometre dynamique Couard.

- ♦ Un l’autre type d’appareil utilisé pour cet essai est le pénétromètre dynamique léger manuel, et consiste à battre une tige métallique de dimensions variable (1 à 3 m longueur et 3 à 5 cm diamètre) ou des éléments superposés de 1 m par exemple.
- ♦ Dans ce cas on peut ainsi atteindre les couches profondes de 10 à 15 m, sous réserve de ne pas avoir à traverser des couches plus dures.
- ♦ L’énergie de battages (poids de mouton X hauteur de chute) doit être supérieure à 1200 joules.
- ♦ Les résultats obtenus peuvent être fausses par certains facteurs :
  - reflux du sol autour de la pointe et décompression au-dessus de celle-ci ;
  - dans les sols immergés et peu perméables, une partie de l’énergie de battage se transmet à l’eau interstitielle ;

- le frottement latéral autour de la tige s'ajoute à la résistance à la pointe et il est difficile de séparer ces deux facteurs ;

♦ En pratiquant des mesures tous les 50 cm, on peut tracer la courbe d'enfoncement, qui montre par exemple qu'à des enfoncements réguliers, correspond une couche de résistance constante.

♦ Un ce type de pénétromètre est figuré sur le schéma suivant :

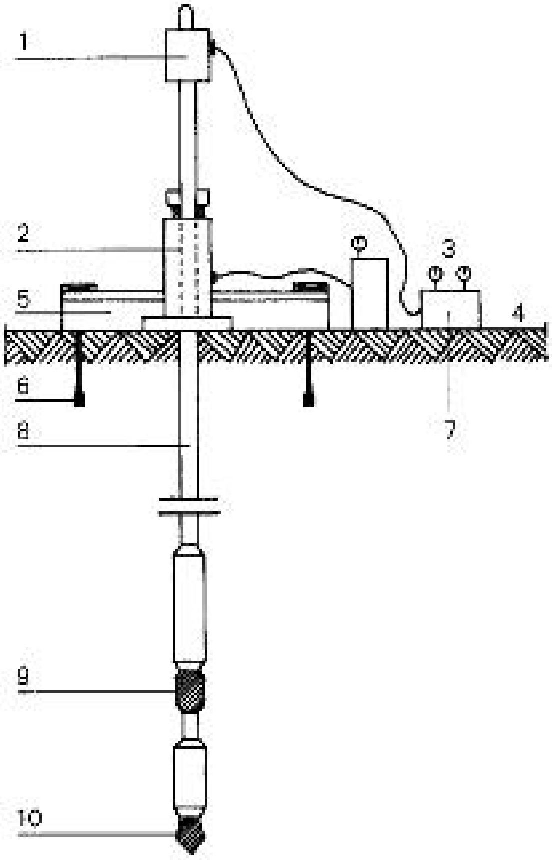


Pénétromètre dynamique léger manuel

1. Tripode guide tiges.
2. Butée haute.
3. Poignées de manœuvre.
4. Mouton de battage.
5. Tube coulisse.
6. Enclume de battage.
7. Système de blocage de l'enclume sur le train de tiges.
8. Train de tiges en éléments vissés.
9. Pointe 10 cm^2.

I. 3. F. L'essai de pénétration statique

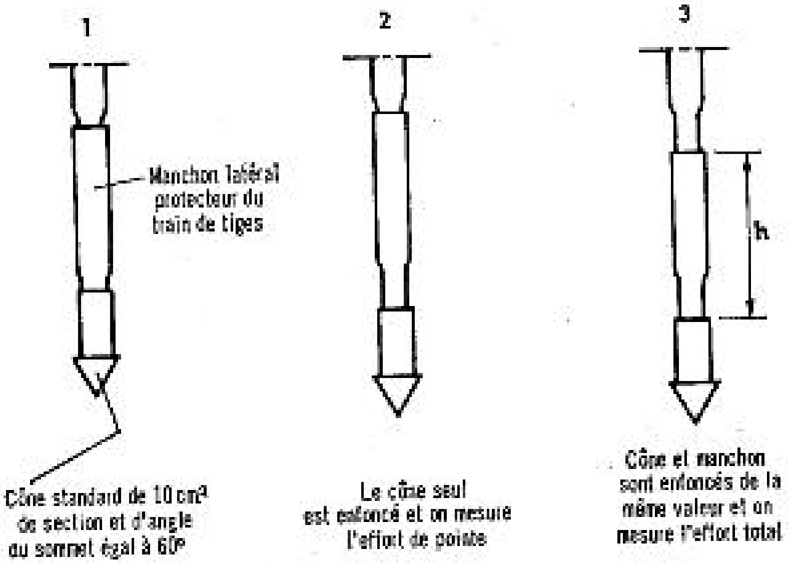
♦ Dans ce cas l'enfoncement lent de la tige (à une vitesse de 10 à 60 cm/min.) s'effectue à l'aide d'un vérin et la conception de l'appareil permet de mesurer séparément la résistance à la pointe et le frottement latéral.



Pénétromètre statique
permettant d'enfoncer dans le sol, par pression et de manière continue, une tige métallique de petit diamètre équipée de telle sorte qu'au cours de l'enfoncement, on peut mesurer séparément la résistance en pointe et le frottement latéral.

1. Tête de mesure.
2. Vérin de poussée.
3. Pression.
4. Terrain naturel.
5. Châssis.
6. Ancrage.
7. Pompes.
8. Tiges de poussée.
9. Manchon permettant la mesure du frottement latéral.
10. Pointe mobile pour la mesure de résistance du terrain.

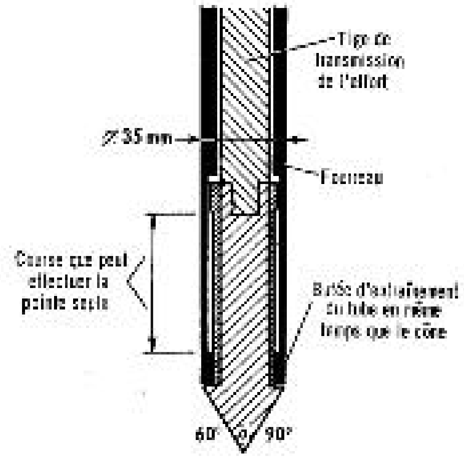
♦ Cet appareil a été imaginé par les Hollandais en 1932 et permet de réaliser des essais de poinçonnement du sol en place, de mesurer séparément et de manière continue (tous 25 cm par exemple) la réaction du sol sous pointe (c'est-à-dire l'effort de pointe qui provoque le poinçonnement du terrain) et le frottement latéral (ou la poussée du sol sur les parois du tubage) en enregistrant l'effort total d'enfoncement de l'ensemble de l'appareil (tous les mètres par exemple).



Par différence on obtient le frottement latéral sur une hauteur, h

♦ Les appareils existant sont très nombreux et se différencient surtout par le fait que :

- la pointe est mobile ou fixe par rapport au fût ;
- la réaction sous la pointe est transmise soit par procédé hydraulique ou électrique, soit par le train des tiges coulissantes :



Coupe schématique d'une pointe de pénétromètre

- l'ensemble de l'appareillage est plus ou moins encombrant, etc.

♦ En définitive, le pénétromètre permet de déterminer rapidement le niveau optimal convenant à tel mode de fondation, en relation avec la force portante respective des couches traversées qu'il aura identifiées.

I. 3. G. L'essai de pénétration normalisé (SPT)

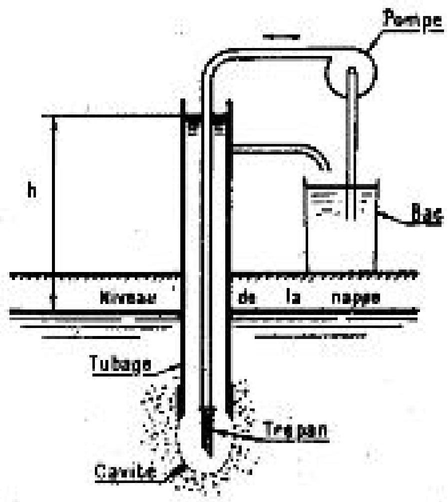
- ♦ Cet essai a été établi par l'ingénieur viennoise Terzaghi en 1925 et consiste à enfoncer par battage le carottier de prélèvement d'échantillons intacts utilisé à cette époque. Après avoir enfoncé ce carottier de 15 cm, on compte le nombre de coups d'un mouton de 63.5 kg (140 livres en mesures anglaise) tombant d'une hauteur de 76 cm (30 pouces), pour un enfoncement supplémentaire de 30 cm et ce chiffre caractérise le sol.
- ♦ Il est certain que cette mesure est reliée à l'angle de frottement interne des sols pulvérulents, mais par suite de l'apparition des pressions interstitielles lorsque l'essai se fait dans les sols peu perméables, sa corrélation avec les caractéristiques des sols cohérents est loin d'être nette.

I. 3. H. L'essai de perméabilité

- ♦ Pratiquement seules des mesures de perméabilité bien faites en situ permettent par comparaison avec les mesures de laboratoire, exécutées sur échantillons intacts, de préciser l'hétérogénéité du sol.
- ♦ Dans le cas d'argiles est très simple, parce que si elle est homogène, leur perméabilité est si faible qu'aucune mesure en situ n'est possible.
- ♦ Par contre, si un tel essai donne des résultats, c'est bien que la couche est fissurée, ou bien qu'elle comporte des horizons de sable fin, même très peu épais.
- ♦ Dans ces ceux cas des piézomètres peuvent montrer qu'une nappe aquifère à niveau libre bien déterminé baigne un massif a priori pratiquement étanche.
- ♦ Les massifs alluvionnaires de sable et gravier sont dans la majorité des cas constitués par une superposition de couches à gros et à petits éléments.
- ♦ Par rapport à la cause que la perméabilité est proportionnelle à environ le carré de la diamètre des grains, une couche dont les grains sont par exemple trois fois plus gros que les grains de la couche voisine, a une perméabilité environ 10 fois plus forte.
- ♦ Il résulte que pour l'écoulement des eaux la couche à petits grains se comporte comme une couche étanche.
- ♦ Cette constatation est extrêmement importante car la forme des lignes de courant et équipotentiels de l'écoulement est totalement différente en milieu stratifié et les débits aussi même.
- ♦ Des essais d'eau ponctuels type Le Franc précisent plus mieux l'hétérogénéité que les essais précédents.

I. 3. I. L'essai d'eau ponctuelle type Le Franc

♦ Cet essai consiste à réaliser une poche de forme plus ou moins bien connue, à la base d'une colonne étanche :



- Prinicpe des essais Lefranc.

♦ Un pompage ou une injection de l'eau dans le tube provoque une dénivellation (h) du niveau.

♦ Alors avec une relation de la forme suivante :

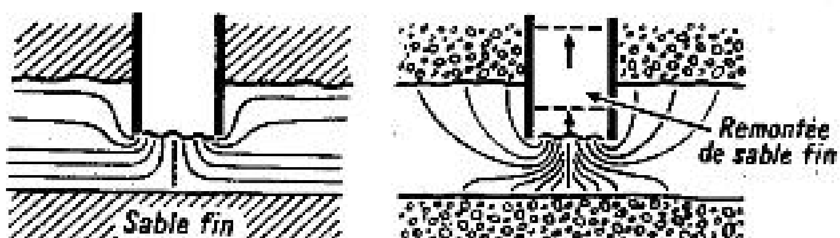
Q = C x K x h ; où :

Q – est le débit de l'eau,

C –est un coefficient dépendant de la forme de la cavité,

K – est la perméabilité cherchée,

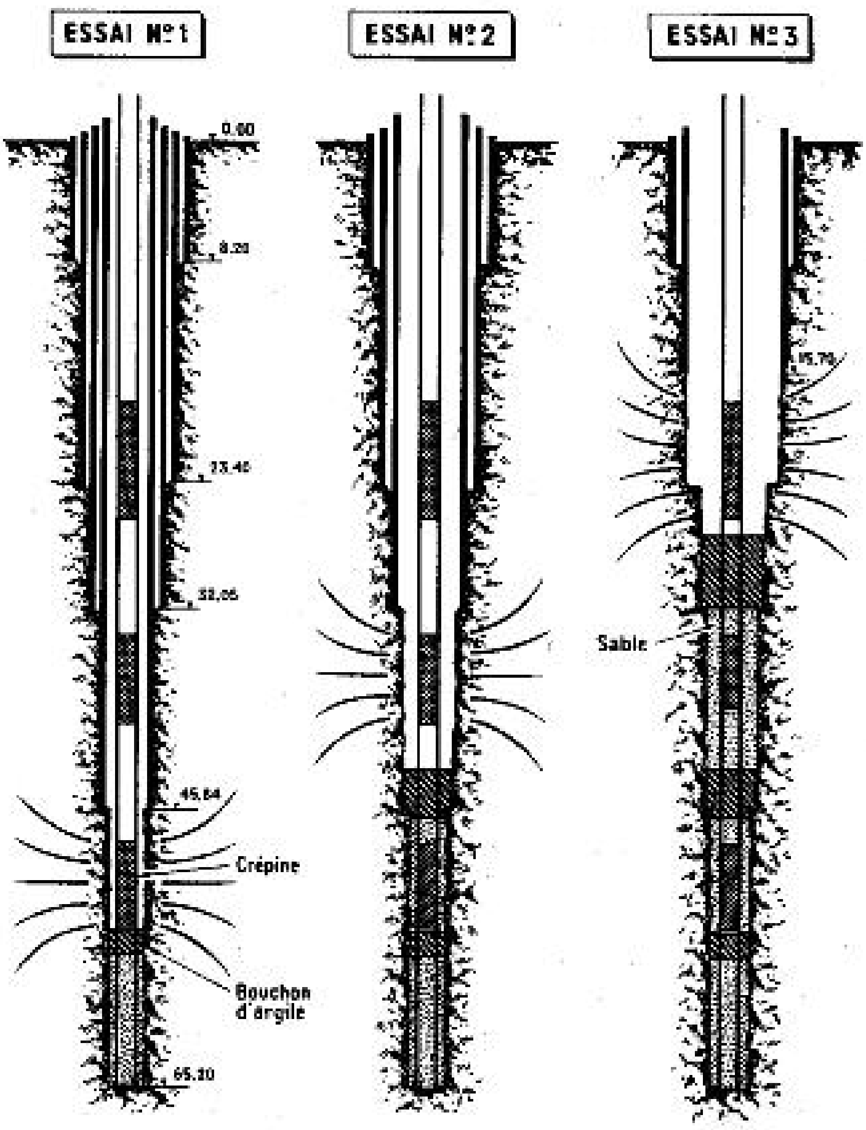
♦ Cette méthode ne donne des résultats satisfaisants que si la poche est relativement petite per rapport à l'épaisseur de la couche où elle se trouve.



Formes des écoulement possibles en cours d'essais en terrain stratifié.

♦ Cet essai même s'il est simple est en réalité d'une réalisation très délicate. On risque en effet un colmatage des parois de la poche quand on injecte de l'eau, ou l'amorce d'un renard et une remontée de sable dans la colonne quand on pompe, comme sur la figure ci-dessus.

♦ L'étude des massifs alluvionnaires très épais (plusieurs dizaines des mètres par exemple) peut conduire par raison d'économie à mettre en œuvre un dispositif inspiré des puits filtrants et interprétés suivant la méthode Le Franc, comme sur la figure suivante :



Essais Lefranc réalisés à plusieurs niveaux d'un puits filtrant.

♦ Dans ce cas au lieu de passer par l'intermédiaire d'un débit pour avoir la perméabilité, on peut mesurer directement la vitesse de l'écoulement.

I. 4. ESSAIS DES SOLS IN LABORATOIRE

Définition : les essais des sols in laboratoire, sont des essais qui nécessite des outils ou des conditions spéciales pour être effectuées, et alors leur exécution in situ n'est pas possible ou ne donne des résultats erronés.

♦ Les principaux essais des sols qui sont faites en laboratoire sont les suivantes :
- mesure de poids spécifique apparent des grains solides ;
- mesure de la teneur en eau naturelle ;
- calcul du poids spécifique apparent sec ;
- mesure du poids spécifique apparent des grains solides ;
- calcul de la teneur en eau de saturation ;
- calcul de l'indice des vides ;
- détermination des limites d'Atterberg ;
- calcul de l'indice de plasticité ;
- calcul de l'indice de consistance ;
- analyse granulométrique ;
- mesure de la résistance au cisaillement (l'essai Casagrande);
- détermination de l'angle de frottement intérieur ;
- l'essai à l'odomètre (de Terzaghi) pour perméabilité et compressibilité ;
- essai de compression simple (CBR) ;
- l'essai Proctor ; etc.

♦ Tous ces types des essais sont traités dans le module n° 5 :
« **Connaissance des essais des matériaux en laboratoire »**
où ils sont décries par rapport aux suivantes points de vue :
- leur but et leur importance pour l'activité d'un chantier ;
- préparation de l'échantillon ;
- le principe de l'essai ;
- matériel utilisé ;
- processus d'essai ;
- résultats des essais ;
- feuilles de calculs ;
- interprétation des résultats ;
- abaques et tableaux des valeurs normalisées ;

♦ Ces essais en laboratoire sont nécessaires parce que les méthodes de reconnaissance des sols et des essais in situ qui sont effectuées jusque maintenant de donne des informations à ce qui concerne la succession des couches des sols en profondeur, leur épaisseur, leur disposition dans l'emplacement à bâtir mais très peu à ce qui concerne les caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques de chaque types de sols.

♦ Ces derniers sont importants pour choisir le type de fondations adopté, leur surface, leur profondeur en sol, la technologie de mise en œuvre, etc.

I. 5. ESSAIS ET CONTROLE DES BETONS

Définition : un béton est un matériau composite qui est constitué de particules minérales inertes cimentées par un liant, pour former une masse dense et homogène. Dans le cas du béton de ciment, la matière minérale, appelée granulats, est formée de pierre et de sable ; et le liant est un mélange de ciment portland et d'eau, appelé pâte de ciment.

♦ Par rapport de la proportion des composants, on peut considérer que le béton est un mélange en proportions variables de :
- ciment : 9 – 18 % ;
- l'eau : 6 – 9% ;
- sable : 23 – 35 % ;
- graviers : 35 – 55% ;

quand il s'agit d'un dosage en masse et de :
- ciment : 7 –15% ;
- l'eau : 14 – 19% ;
- l'air : 4 – 8% ;
- sable : 20 – 30% ;
- graviers : 30 – 48% ;

quand il s'agit d'un dosage en volume.

♦ D'après leur objet, les essais des bétons peuvent être des suivants types :
I. Contrôle de qualité des constituants du béton,
II. Contrôle et essais du béton frais,
III. Contrôle et essais concertant le béton durci,

♦ A ce qui concerne les constituants des bétons, on peut fait les suivants contrôles :
A. Ciment,
B. Granulats,
C. L'eau de gâchage,
D. Les adjuvants.

I.5. A. ESSAIS DE CIMENT

Définition : un ciment est un liant hydraulique fabriqué à partir d'une pierre calcaire, d'une source d'alumine et de silice (un mélange d'argile et de schiste) ; tout ce mélange est pulvérisé et après chauffé en fours rotatifs à la 1400 °C, puis broyé pour produire un très fine poudre grisâtre.

♦ On peut trouver dans un ciment portland par exemple les suivantes pourcentages des éléments composants :
- Chaux (CaO) : 60 – 66% ;
- Silice (SiO_2) : 18 – 24% ;

- Alumine (Al_2O_3) : 4 – 8% ;
- Fer (Fe_2O_3) : 1 – 5% ;
- Magnésie (MgO) : 0,25 – 4,0% ;
- Alcalis (Na_2O et K_2O) : 0,1 – 2,0% ;

♦ D'après sa composition, le ciment Portland peut être des suivants types :
- normal ;
- modéré ;
- haute résistance initiale ;
- faible chaleur d'hydratation ;
- résistant aux sulfates ;
- ultra – rapide ;
- fondu (ou alumineux) ;
- entraîneur d'air ;

mais on peut trouver et les autres types de ciment comme :
- le ciment plastique ;
- le ciment expansif ;
- le ciment super sulfaté ;
- le ciment à laitier de haut fourneau ;
- les ciments antibactériens ;
- le ciment imperméable ;
- le ciment puzzolanique ;
- le ciment hydrophobe ;
- le ciment pour puits de pétrole ; etc.

a) Choix du ciment :

♦ Le choix du ciment portera principalement sur :
a. sa nature et sa teinte,
b. ses résistances,
c. son temps de prise,
d. sa composition chimique,
e. sa chaleur d'hydratation.

b) Essais de résistance mécanique :

♦ Il s'agit de mesurer les résistances à la flexion et à la compression pour la désignation des classes.

- Les essais sont réalises sur éprouvettes prismatiques 4*4*16 cm, réalisés sur mortier 1/3 (une partie ciment et deux parties sable), quelles sont conservées dans l'eau après démoulage jusqu'au jour de l'essai.
- Pour chaque éprouvette on fait d'abord rompues en flexion et puis chacun des deux morceaux obtenus est soumis à l'essai de compression dans son sens transversal.
- Après les valeurs de résistances à la compression les cimentes peuvent être des suivantes classes, après la norme : NF EN 196 – 1

Tip du ciment	Li (28 jours)	Ls (28 jours)
32,5	32,5	52,5
42,5	42,5	62,5
52,5	52,5	

où on trouve :

Li – la limite inférieure de résistance garantie aux 28 jours ;
Ls – la limite supérieure de résistance garantie aux 28 jours ;

c) La finesse de mouture

♦ La finesse de mouture est caractérisée par la surface spécifique – qui représente la surface développée totale de tous les grains contenus dans un gramme de ciment – et d'après la norme NF P 15 – 442 elle est aussi appelée la finesse Blaine.

♦ La finesse de mouture constitue une propriété physique importante des ciments Portland, pour les raisons suivantes :

- la vitesse de hydratation d'un ciment est directement proportionnelle à la surface exposée des grains des ciments ;
- un ciment plus fin nécessite plus de gypse pour contrôler la prise du C_3A ;
- les pâtes à base de ciment fin sont plus sujettes au retrait et à la fissuration et toutefois le saignement y est réduit ;
- les ciments très fins ont tendance à s'éventer plus rapidement lorsqu'ils sont exposés à une atmosphère humide ;
- il est plus coûteux de produire un ciment très fin qu'un autre qui l'est moins ;

♦ Pour évaluer la finesse de mouture est utilisées trois méthodes courantes :

- ➢ Selon la méthode normalisée ACNOR A5 – 7.3, on note la proportion du ciment retenue par un tamis de 80 µm ;
- ➢ Avec l'appareil Blaine (ASTM C – 204) on peut mesurer le temps nécessaire au passage de l'air à travers un volume donné de poudre de ciment compactée ;
- ➢ Avec le perméamétrie Wagner (ASTM C – 115) on peut mesurer la concentration de particules en suspension dans un niveau donné de kérosène ;

♦ La finesse de mouture a des valeurs de :

- 2.800 à 4.000 cm²/g pour un ciment normal ;
- 6.000 à 7.000 cm²/g pour un ciment rapide ;

♦ Une grande finesse de mouture peut se traduire par un développement plus rapide de la résistance et à la fois par une plus grande activité chimique qui donne une chaleur de hydratation plus élevée durant les premiers temps.

d) Temps de prise

- La mesure du début et de fin de prise est couramment réalisée et elle permet d'avoir un aperçu sur le comportement ultérieur du ciment dans les conditions particulières d'utilisation comme les bétonnages par temps chaud ou par temps froid par exemple.
- Le procédée la plus employé est l'aiguille de Vicat (ACNOR A5 – 6.3.2) et pour avoir une idée des temps de début de prise ont utilise le tableau suivant :

Prise :	Début de prise :
- Rapide	< 8 min.
- Demi – lente	8 à 30 min.
- Lente	30 min. à 6 h.
- Très lente	> 6 h.

- L'influence de la température est bien entendue très importante, parce que une augmentation de la température diminue le temps de prise et vice et verse comme sur le tableau suivant :

Temperature (° C)	5	20	50	100
Debut de prise (heures)	8	3	1	15min
Fin de prise (heures)	15	6	2	20min

e) Essais chimiques

- Ils permettent à eux seuls à connaître le comportement et l'évolution probable du ciment et du béton dans bien de cas. L'analyse chimique complétée permet de quantifier les suivantes éléments :
  - silicate bi calcique (C_2S),
  - silicate tricalcique (C_3S),
  - aluminate tricalcique (C_3A)
  - aluminage – ferrite – tetracalcique (C_4AF),
- Pour tous ces éléments les pourcentages minimum et maximum sont indiqués dans le tableau suivant :

	SiO2	Al2O3	Fe2O3	Cao
Minimum	19	2	1	62
Maximum	25	9	5	67

f) Retrait du ciment

- D'après leur nature on peut rencontre les suivants types des retraits :
  - **le retrait d'hydratation** – s'effectue même en l'absence de variation de température et sans migration d'eau ;

- **le retrait hygrométrique** – est dû à un départ d'eau avant prise et il sera limité en humidifiant les faces coffrant et par cure du béton ;
- **le retrait hydraulique** – ou de dessiccation, il est traité par la norme NF P 15 – 301 ;
- **le retrait thermique** – représente le raccourcissement après dilatation due à l'échauffement du béton sous l'effet de la chaleur dégagée par l'hydratation du ciment ;

♦ Ces déformations volumiques sont aussi mesurées sur éprouvettes de 4* 4* 16 cm ; en pâte pure ou de plus en plus en mortier identique à celui des essais de compression.

♦ A une valeur de 50% d'humidité relative on peut obtenir les suivantes moyennes du retrait :

Retrait en u/m	2 jours	7 jours	28 jours
Pâte pure	300	800	1400
Mortier normal	100	350	600

♦ La grandeur de la valeur de retrait du ciment est important d'être connue parce que pendant le phénomène de durcissement du béton cet effet peut produire du microfissures à la surface des éléments coulés, avec une influence négative à ce qui concerne la qualité de ces éléments.

g) Densité relative

♦ La densité relative se détermine à l'aide du flacon Le Chatelier (ASTM C – 188) et il s'agit de mesurer le volume de kérosène déplacé par une masse donné du ciment. En calculant le rapport masse/volume déplacé en g/ml, on trouve la densité relative du ciment.

♦ Même si celle-ci ne constitue pas en soi un indice de la qualité du ciment, elle est nécessaire pour les calculs de dosage des composants d'un béton.

♦ Les valeurs courantes de la densité du ciment sont trouvées entre 3.12 à 3.16 t/m^3.

h) Consistance normale de la pâte

♦ Cet essai est réglementé par la norme ACNOR A5 – 7.4.2 et elle permet la préparation d'une pâte de ciment d'une consistance dit normale, qui sera utilisée pour les essais de temps de prise et de dilatation à l'autoclave.

♦ On évalue la consistance en mesurant l'enfoncement dans la pâte d'une tige normalisée, durant une période de 30 secondes et la consistance est dite normale si la pénétration est de 10± 1 mm. En ce cas la teneur en eau est généralement comprise entre 26 à 32% de la masse du ciment.

i) Chaleur d'hydratation

- La chaleur d'hydratation est une propriété importante de ciment Portland parce que les contraintes thermiques et les fissures correspondantes dépendent pour une bonne part, de la chaleur d'hydratation et du taux auquel l'hydratation s'effectue.
- La plus grande partie de chaleur est dégagée dans les premières 24 h, et cette caractéristique, variable suivant les cimentes, est importante à connaître car il s'ensuit des gonflements (et des retraits en suite) plus ou moins importants dans les ouvrages massifs en béton.
- Cet essai peur être réalisé selon les suivantes méthodes :
  a) de la bouteille isolante,
  b) de la chaleur de dissolution,
  c) du calorimètre adiabatique,
  d) du calorimètre à conduction.
- La valeur normale de la chaleur d'hydratation est : Q = 350 KJ/kg

I.5. B. GRANULATS

Définition : **un granulat** est constitué par un ensemble de grains minéraux appelés : fines, sables, gravillons ou cailloux suivant leurs dimensionnes, qui sont comprises entre 0 et 80 mm de diamètre.

- Les granulats constituent le «squelette» du béton, parce qu'ils sont peu déformables et ils améliorent la résistance de la matrice de ciment en s'opposant à la propagation des microfissures provoquées dans la pâte par le retrait.
- Idéalement, les granulats servent à la fabrication du béton doivent être composés de particules inertes, dures, résistantes, durables et stables du point de vue chimique.

a) Choix des granulats

- Il porte principalement sur les suivantes caractéristiques :
  a) La nature minéralogique,
  b) La masse volumique,
  c) La propreté,
  d) La dureté ou la résistance mécanique,
  e) La forme des particules,
  f) L'absorption d'eau et la porosité,
  g) La résistance aux cycles de gel et de dégel,
  h) La résistance à l'abrasion et aux chocs,
  i) Distance entre la carrière et le chantier,
  j) La stabilité chimique,
  k) Les propriétés thermiques, etc.

b) Nombre pétrographique

- Cet essai consiste dans l'étude d'un échantillon représentatif du granulat à analyser pour identifier les constituants minéralogiques et pour déterminer les proportions approximatives de chacun.
- Ce type d'essai doit être fait par un géologue compétent et multipliant chacun des ces pourcentages obtenus par le facteur de qualité du constituant, quand on additionne ces valeurs on obtient ce que l'on appelle le nombre pétrographique du granulat.
- En règle générale un granulat ne doit pas avoir un nombre pétrographique supérieur à 150 pour être utilisé dans la fabrication du béton de ciment.

c) Masse volumique

- La densité relative et la masse volumique des granulats ne constituent pas des indices de la qualité des granulats, mais ces valeurs sont nécessaires au calcul de dosage servant à la fabrication d'un béton.
- La masse volumique d'un corps est la masse de l'unité de volume de ce corps.
- Deux valeurs sont à distinguer :
  - masse volumique apparente – c'est la masse de l'unité de volume apparent des granulats, c'est-à-dire du volume constitué par les granulats et les vides qu'ils contiennent. Cette valeur est utile à connaître pour le dosage volumétrique des granulats, et on peut trouver valeurs de 1300 à 1600Kg/m^3 suivant la nature minéralogique.
  - masse volumique du grain – c'est la masse de l'unité de volume absolu de granulat, c'est-à-dire du granulat sans tenir compte du volume des vides. Sa détermination est nécessaire pour le dosage pondéral, et dans ce cas on peut trouver des valeurs de 2450 à 2650 kg/m^3.
- Le volume absolu du grain est généralement déterminé en mesurant le volume d'un liquide que déplace l'introduction de ce grain. Après ça on doit déterminer le poids de ce grain et on fait le rapport entre cette valeur et son volume.
- Pour déterminer la masse volumique apparente, on doit remplir une mesure de 1 dm^3 et après ça on doit déterminer la masse du contenu.

d) Résistance à l'abrasion

- Dans la majorité des cas la résistance à l'abrasion d'un béton est en fonction de la résistance à l'abrasion de la pâte de ciment, mais parfois est demandée la résistance à l'abrasion des granulats et celle-ci est détermine par l'essai Los Angeles.
- Le coefficient de Los Angeles calculé (CLA) caractérise le granulat de point de vue de la résistance à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques.

e) Propreté des granulats

♦ De ce point de vue on trouve les suivantes essais :

➢ **Pour les granulats > 5mm – gravillons ou graviers :**
Le pourcentage d'impureté c'est détermine avec la relation :

$$\mathbf{100 \ X \ (P1 - P2)/ \ P2} \qquad \text{ou :}$$

P1 – masse de granulat sec avant lavage,
P2 – masse de granulat sec après lavage.

➢ **Pour le sable à béton**

- Vérification visuelle,
- Lavage à l'eau claire puis une décantation :

$$\mathbf{E.S. = 100 \ X \ H1/ \ H2} \qquad \text{ou :}$$

H1 – sable propre,
H2 – sable avec floculant

On peut identifiés les suivantes classes de sable :

E,S, à vue	Nature et qualité du sable	
ES < 65	Sable argileuse - mal qualité	
65 < ES < 75	Sable légèrment argileuse	
75 < ES < 85	Sable propre	
ES > 85	Sable très propre	

f) Forme des granulats

♦ La forme anguleuse avec aiguilles (obtenu plus souvent par concassage) est préjudiciable à une bonne maniabilité du béton.

♦ On peut déterminer le coefficient volumétrique avec la relation suivante :

$$C_v = \frac{V}{\pi \ X \ d^3/6} \qquad \text{ou :}$$

V – volume absolu de grain,
π X d^3/6 – volume de la sphère circonscrite à la plus grande dimension de ce grain.

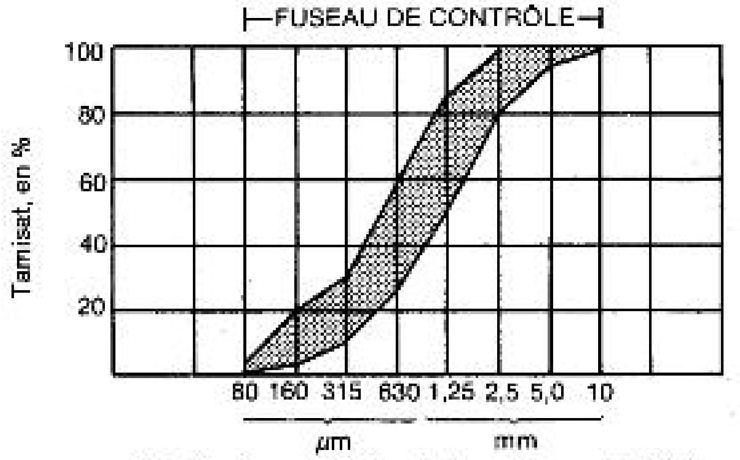
♦ Le coefficient est d'autant plus élevé que le granulat est de forme plus arrondie et le minimum de valeur «C» pour le gravier est :

$$C > 0.2$$

♦ On peut conclure que pour un rapport E/C fixe, les granulats avec particules rondes ou cubiques sont plus économiques que les granulats plats ou allongés.

g) Granulométrie

- De toutes les caractéristiques des granulats, la granulométrie est sûrement celle qui a le plus d'influence sur les propriétés du béton plastique et durci, même à ce qui concerne le coût du mélange.
- La connaissance de la courbe granulaire est nécessaire pour déterminer la composition optimale de béton. L'analyse est exécutée sur des tamis (trous à maille carrée) après séchage de l'échantillon.
- Les dimensions des tamis souvent utilisés sont les suivantes : 0.080 ; 0.160 ; 0.315 ; 0.63 ; 1.25 ; 2.50 ; 5.0 ; 6.3 ; 12.5 ; 25 ; 40 ; 63 ; 80 mm.
- Les refus successifs récupérés sur chacun tamis sont pesés et chacune des ces valeurs divisées au poids total ne donne le pourcentage de chaque dimension.
- La représentation graphique des ces pourcentages, par rapport de chaque tamis utilisé, ne donne la courbe granulométrique des granulats, comme sur le schéma



Spécifications granulométriques d'un sable à béton

- Pour être conforme, la courbe granulométrique d'un granulat doit être totalement incluse à l'intérieure des limites du «fuseau de contrôle».
- En liaison avec la granulométrie est **la classe granulaire**.
- Les granulats à béton sont souvent du type «d/D» ou :
  d – est la plus petite dimension,
  D – est la plus grande dimension.
- Si d < 0.5 on dit que nous avons : «0/D»
- En limitant le stockage pour les bétons courants, à partir de deux classes granulaires faciles à trouver chez les distributeurs, comme par exemple :
  - sable : 0/5 mm ;
  - gravillon : 15/25 mm ;

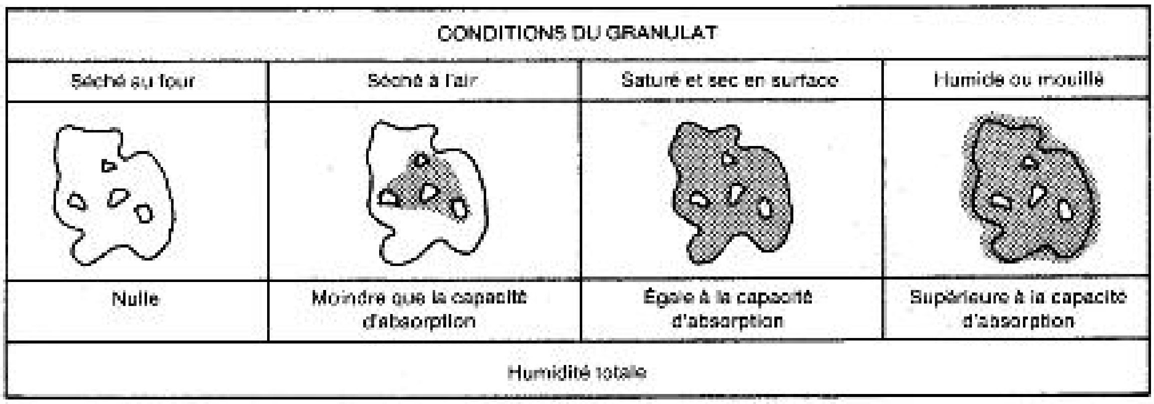
h) Altérabilité

- Pour l'altérabilité, les granulats sont soumis aux 5 ou 10 cycles suivants :
  - immersion dans une solution de sulfate de magnésium ou de sodium,
  - séchage à 105°C,

♦ A l’issue des cycles on note les pertes des poids de chaque fraction et on doit rapporter ces pertes des poids à la poids initiales pour déterminer la pourcentage des pertes.

i) Absorptivité

♦ L’emploi de granulats possédant une absorptivité élevée pourrait se traduire par une diminution de la maniabilité du béton, parce que ces granulats sont secs quand sont introduit dans le malaxeur et vont absorber une partie de l’eau de gâchage.



♦ A départ de ça, les granulats qui ont une absorptivité plus de 3% ne sont généralement très résistants aux cycles de gel et dégel.
♦ Pour déterminer ce paramètre on doit faire deux mesures de poids du granulat, séché au four et mouillé, et on doit rapporter la différence entre celles deux valeurs à la valeur de granulat séché et on obtient l’absorptivité en %.

I.5. C. L’EAU DE GACHAGE

♦ L’eau utilisée pour produire un mélange de béton ne doit pas contenir aucune substance qui pourrait avoir un effet négatif appréciable sur la qualité du béton.
♦ Une eau de mauvaise qualité pourra avoir divers effets négatifs comme :
- diminution de la résistance mécanique,
- corrosion des aciers d’armature ;
- apparition des taches d’inflorescences à la surface ;
- diminution ou accélération du temps de prise ;

♦ On doit vérifier les suivantes caractéristiques :

Quantites maximales	Béton de qualité	Béton couran
Matiéres en suspensio	2 g/l	5 g/l
Sels dissous	15 g/l	30 g/l

♦ Pour les éléments principaux qui peuvent être trouvés dans l’eau, les dosages maximaux acceptés sont donnés dans le tableau suivant :

SUBSTANCES	CONCENTRATION (en mg/l)
Bicarbonates (de sodium, potassium, calcium ou magnésium)	500
Chlorures	20 000
Sels de cuivre, d'étain, de zinc, de plomb et d'arsenic	500
Particules en suspension (argile, silt, poussière, etc.)	2000
Carbonates	1000
Sulfates	1000
Sucres	1000
Résidus d'égout	100
Acides	10 000
Sulfures	250
Sels de fer	2500

I.5. D. LES ADJUVANTS

Définition : les adjuvantes sont des substances ajoutées au béton, pour améliorer certains de ses propriétés. Même s'ils sont en faibles dosages (en général au moins de 2% de la masse du ciment), ils peuvent changer considérables les caractéristiques du béton plastic et durci.

♦ D'après leur effet les adjuvants peuvent être :
  - entraîneurs d'air NF P 18 – 338;
  - réducteurs d'eau NF P 18 – 336;
  - retardateurs de prise NF P 18 – 337;
  - accélérateurs de prise NF P 18 – 331;
  - plastifiants NF P 18 – 335;
  - hydrofuges de masse ou de surface NF P 18 - 334;
  - antigel ;

➢ On doit vérifier les agréments des adjuvants qui on veut utiliser et leur dosage.

➢ On peut trouver et autres types des adjuvantes comme :
  - colorants – pour donner une teinte particulier au béton et mortier,
  - adhésifs – pour une bonne adhérence entre un nouveau béton et l'ancien,
  - agents expansifs – pour obtenir une augmentation de volume de la pâte de ciment, etc.

I. 5. E. CONTROLE ET ESSAIS DU BETON FRAIS

♦ Le contrôle qualitatif du béton plastique permet de s'assurer que le matériau répond à certaines exigences importantes, comme :

- la consistance ;
- la teneur en air ;
- la masse volumique ;

a) Vérification rapide de la composition

♦ Pour préparer un béton on peut utiliser deux méthodes de dosage :

- le dosage volumétrique (volume apparente) ;
- le dosage pondéral (pesées) ;

♦ Pour déterminer la recette d'un béton on doit partir de la relation de Bolomey :

$$f_{cm} = G \times \sigma'_c \times (C/E\ 0{,}5)\ ;$$ où on trouve :

f_{cm} - résistance visée à 28 jours, en (Mpa), avec : $f_{cm} = 1{,}15 \times f_{c28}$;
σ' – la vraie classe du ciment à 28 jours mesurée par essai de compression sur prisme de 4 x 4 x 16 cm, en (Mpa);
C – le dosage du ciment en kg/m^3;
E – dosage en eau sur granulats secs, en l/m^3;
G – coefficient granulaire qui est donné dans le tableau suivant :

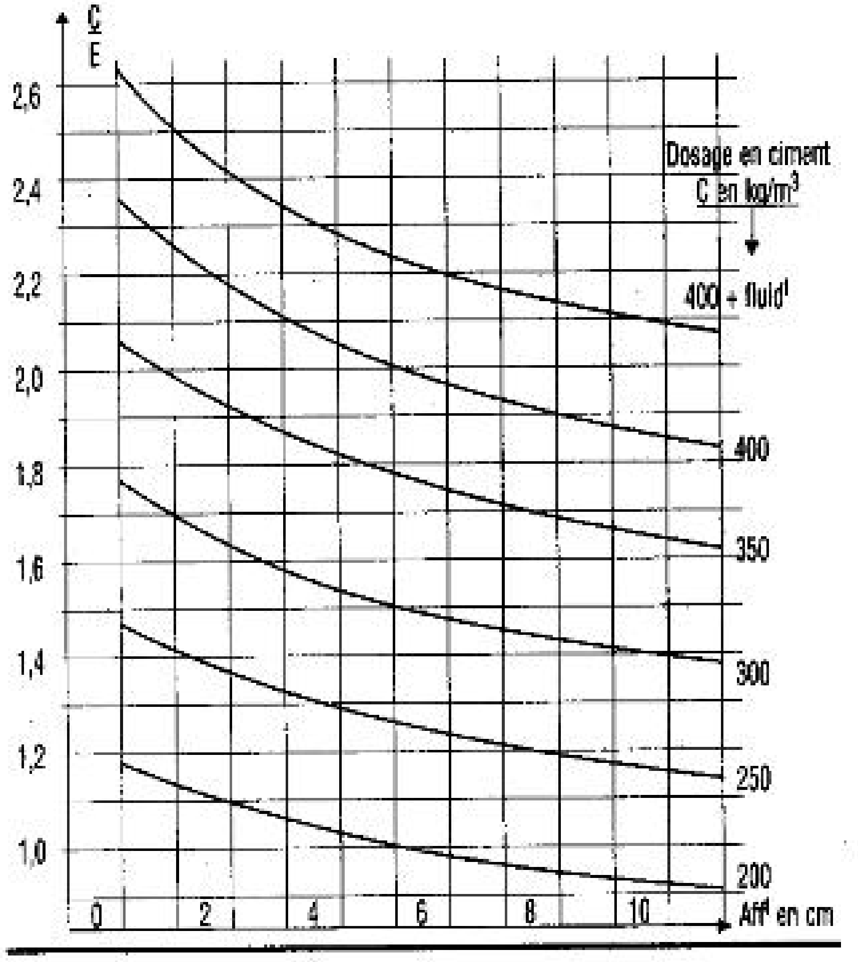
① G	D ≤ 12,5	20 ≤ D ≤ 31,5	D ≥ 50
Très bonne	0,55	0,60	0,65
Bonne	0,45	0,50	0,65
Passable	0,35	0,40	0,45

♦ Avec cette relation on peut déduire le rapport (**C/E**) en concordance avec la résistance désirée et le ciment utilisé, et après avec l'aide d'abaque (qui est sur la page suivante) on peut déduire «**C**» et après ça «**E**».

♦ Après que nous avons déterminé les quantités pour tous les composants, on peut transformer le dosage pondéral en dosage volumétrique et pour les bétons courants on trouve les suivantes valeurs :

Bétons armés courants : dosage pour 1 m^3

Gravillons	f_{c28} (MPa)	Ciment (kg)	Sable 0/5 (litre)	Sable 0/5 (kg)	Gravillons (litre)	Gravillons (kg)	Eau (litre)
5/12,5	25	330	600	930	720	1 044	160
	30	360	570	884	735	1 065	160
5/20	25	320	530	821	745	1 080	150
	30	360	500	775	760	1 102	150



Courbe granulométrique du béton de référence

b) Malaxage

- L'efficacité du malaxage est importante et elle dépend du type de mélangeur employé et du temps consacré au mélange lui-même.
- Le temps peut être de 45 secondes pour les malaxeurs très efficaces à 2-4 minutes pour les bétonnières traditionnelles à l'axe incliné.
- Le contrôle consistera donc à s'assurer que le temps minimal requis de malaxage est bien observé et respecter.

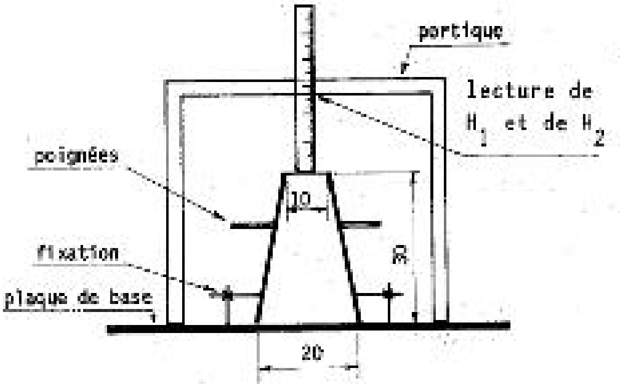
c) Vérification de la consistance et de la maniabilité

- Une bonne maniabilité procure à fois une garantie de mise en œuvre satisfaisante et une garantie de qualité de béton durci par la maîtrise du dosage en eau.
- Les facteurs principaux influençant la maniabilité sont :
  - granulométrie, surtout les éléments finis,
  - angularité des constituants,
  - dosage en ciment,
  - emploi d'un plastifiant,
  - dosage en eau.

- La maniabilité est déterminée par diverses méthodes (la méthode slump-test ou cône Abrams est la plus connue) et dans ce cas, pour les bâtiments courants, l'affaissement du cône serra 8 à 12 cm.

c.1. La méthode du cône Abrams

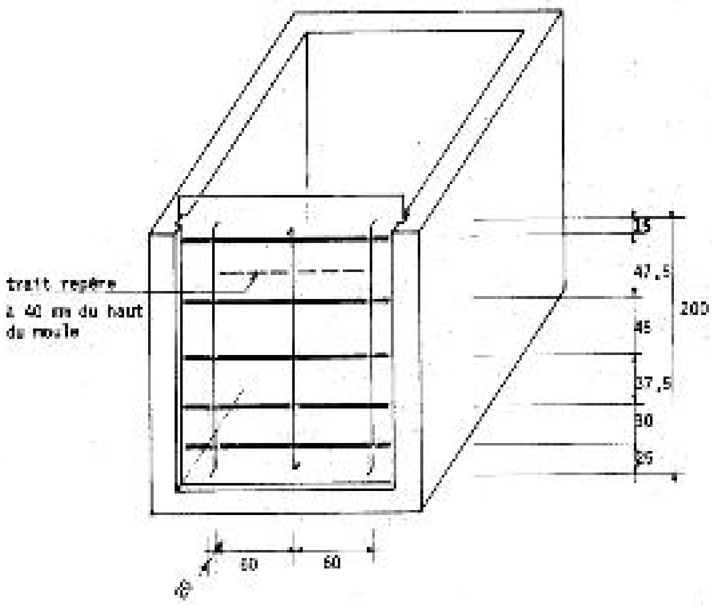
- Consiste en remplir le moule en 4 couches de béton, chaque couche vibré avec 25 coups de tige, et après la sortie de moule on doit mesurer l'affaissement du béton :



- Par rapport de cette valeur d'affaissement (A), les bétons sont classifies-en :
  - Ferme (F) : A = 0 à 4 cm ;
  - plastique (P) : A = 5 à 9 cm ;
  - très plastique (TP) : A = 10 à 15 cm ;
  - Fluids (Fl) : A > 16 cm ;

c. 2. Test C.E.S. (Centre d'Essais des Structures)

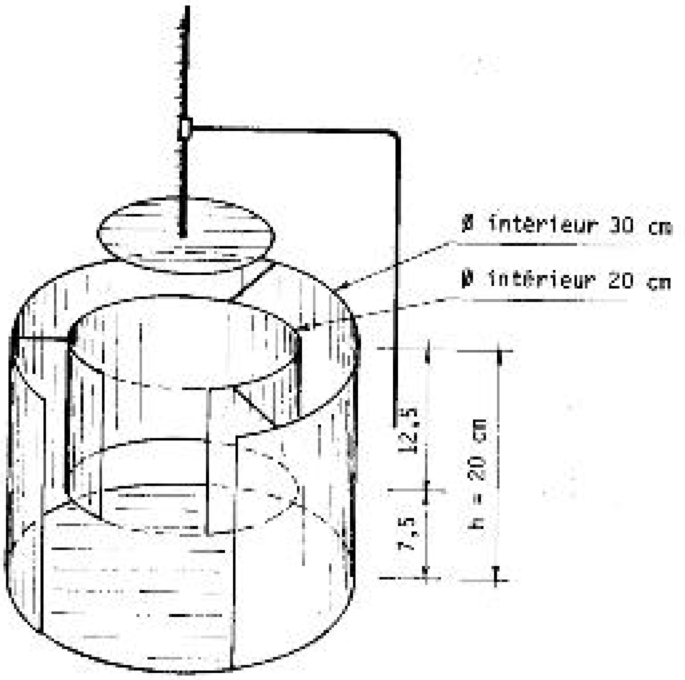
- Est destiné aux essais de béton pour béton armé, dont on teste la plus ou moins grande facilité de remplissage des coffrages en traversant les armatures.
- Dans ce cas un moule cubique de 20 X 20 X 20 cm comporte une plaque de verre sur une face, par laquelle se voit un quadrillage en acier :



- On place ce moule sur une table à secousses et on le remplit sans tassement. La maniabilité de béton dans ce cas est caractérisée par numéro des chocs qui provoque le remplissage complet du moule à travers le ferraillage, constaté à travers la plaque de verre.

c. 3. Appareil de Power

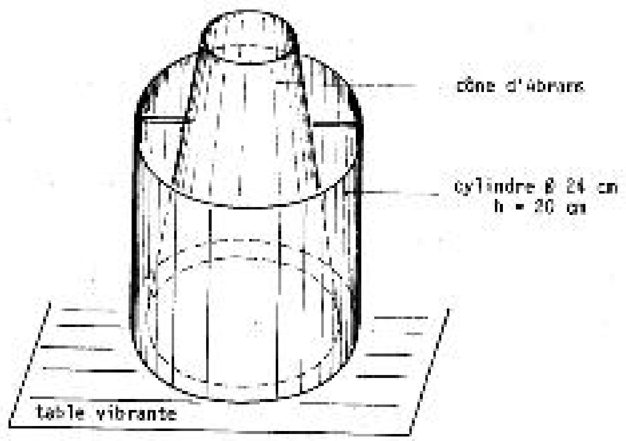
- Dans ce cas un récipient cylindrique comme sur le schéma suivant :



il est remplit avec béton et en haut on doit placer une plaque de verre avec un support gradué en contact avec le béton.

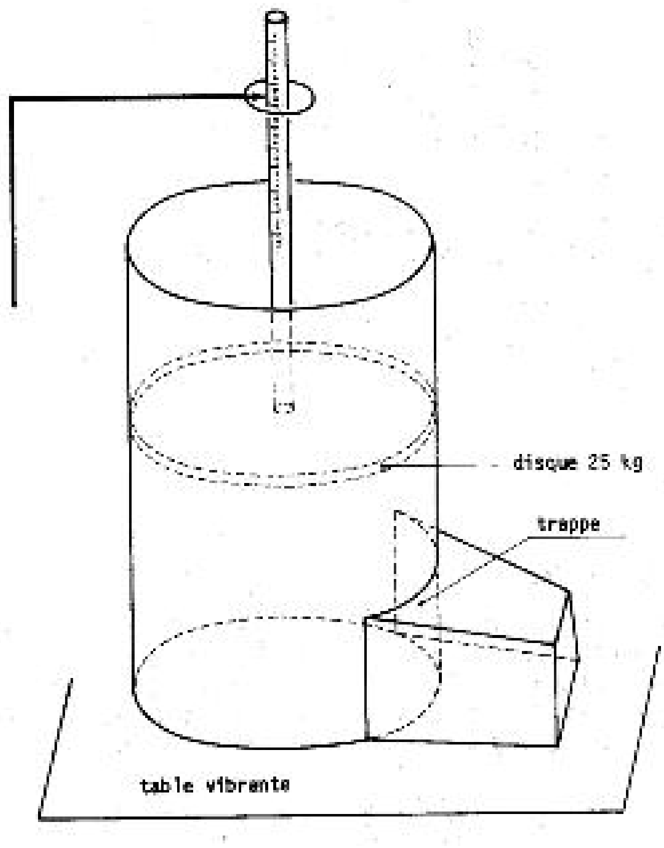
- Ce dispositif est placé sur une table à secousses et quand ça est mettre en route le béton s'affaisse et remonte dans l'espace annulaire.
- La maniabilité dans ce cas est déterminée par le nombre des chocs qui provoque un affaissement de 8 cm.

c. 4. Appareil Vébé



- Dans ce cas, après qu'on remplit le cône avec béton on place un disque de verre sur la surface du béton.
- La maniabilité est caractérisée par le nombre des secondes qui s'écoule jusqu'à ce que la plaque de verre se soit immobilisée.

c. 5. Plasticimètre Meynier-Orth

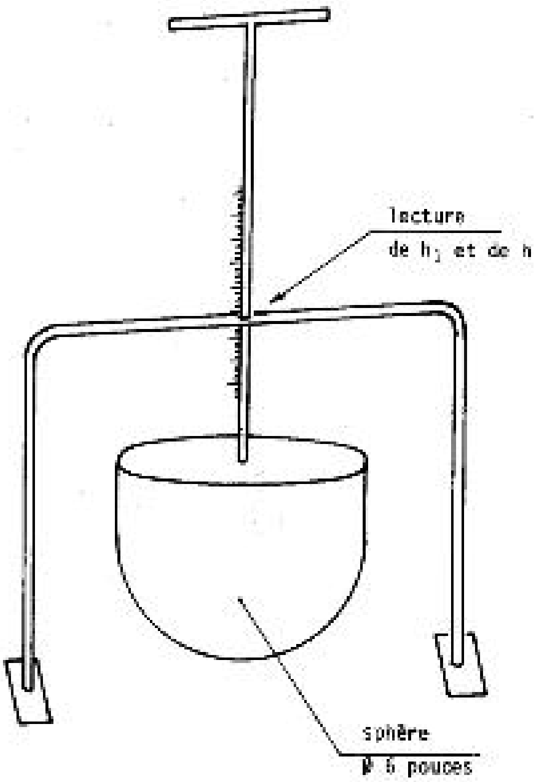


- Dans ce cas un cylindre vertical comporte une trappe en partie basse. Après que il est remplit de béton, on applique sur lui un disque de 25 kg, on mettre en fonction la table vibrante et on ouvre la trappe.
- La maniabilité de béton est caractérisée par le temps qui s'écoule entre l'ouverture de la trappe et l'arrêt du disque pesant (quand le cylindre est vidé du béton).

c. 6. Sphere Kelly (ou Kelly-ball)

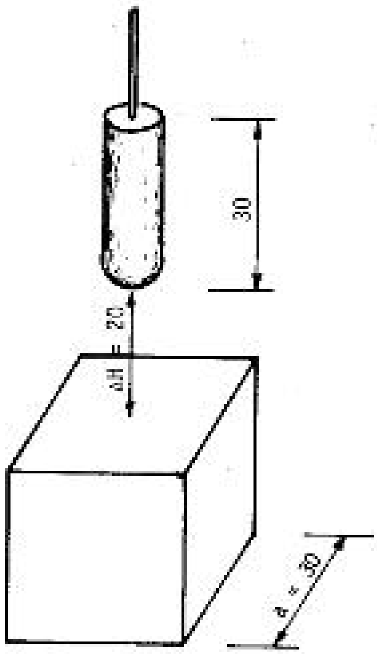
- Dans ce cas un boulet de 3 pouces de rayon est posé à la surface du béton et la graduation de la tige de manœuvre notée lors du contact (h_1).
- Après ça on lâche la poignée sans vitesse initiale et le boule s'enfonce dans le béton et alors on lit (h_2).
- La maniabilité est caractérisée dans ce cas par la relation :

$$\Delta h = h_1 - h_2$$



c. 7. Appareil de Graf

- Dans ce cas une masse cylindrique à extrémité hémisphérique de 15 kg, tombe de 20 cm de hauteur dans l'axe d'un cube de béton de 30 cm d'arête.
- La maniabilité du béton est mesurée par la profondeur d'enfoncement lue sur la tige de manœuvre.



d) Pourcentage de l'air occlus

- La teneur en air influe grandement sur la durabilité du béton, et pour réduire la quantité de l'air occlus pendant le malaxage, on doit vibrer le béton.
- En fonction de l'intensité de vibration il reste toujours un pourcentage de 0.5 à 2% de l'air dans le béton, mais quand on utilise une adjuvante avec entraîneur d'air, il est sauvent de 3 à 7%.
- Pour détermination de la teneur en l'air s'utilisent deux méthodes :
  - la méthode pressiométrique – et dans ce cas on considère que dans un mélange du béton, l'air est le seul élément qui soit compressible, donc si on applique une pression à l'intérieur d'un contenant rempli de béton, la diminution de volume enregistrée sera fonction de la teneur en air du béton,
  - la méthode volumétriques – qui permet de déterminer la teneur en air d'un béton en mesurant directement le volume occupe par l'air.

e) La masse volumique

- La masse volumique représente la masse d'un volume unitaire de mélange du béton qui est exprimé par Kg /m^3.
- Pour réaliser cet essai on doit remplir avec béton un récipient (V) pesé à vide (Mv), et après le vibration on doit peser encore à fois cet récipient (Mp).
- La masse volumique (M) est déterminée avec la relation :

$$M = \frac{Mp - Mv}{V} \quad (kg/m^3)$$

- Dans ce cas on peut aussi déterminer le volume de béton produit lors d'une gâchée complète, avec la relation suivante :

$$V = \frac{m_c + m_e + m_p + m_s}{M} ;$$ où on trouve :

V – volume du béton produit (m^3);
m_c – masse du ciment dans la gâchée (kg) ;
m_e – masse d'eau de gâchage (kg) ;
m_p – masse du gros granulat (kg) ;
m_s – masse du sable (kg) ;
M – la masse volumique du béton (kg/m^3) ;

- **Le rendement** (R) d'un béton représente un l'indice du coût du mélange et il peut être déterminé avec la relation suivante :

$$R = \frac{V}{m_c}\ ;$$ où les notations utilisés sont comme dans la relation précédente ;

- On peut aussi déterminer le dosage en ciment (N) qui correspond à la masse de ciment requise pour produire un mètre cube de béton :

$$N = \frac{m_c}{V}\ (kg/m^3)\ ;$$

- Dans ce cas on peut déterminer même la teneur en air (A) avec un relation :

$$A = \frac{M_t - M}{M_t} \times 100\ (\%)\ ;$$ où on trouve :

M_t – la masse volumique théorique, pour un teneur en air 0%.
M – la masse volumique du béton ;

f) Transport et mise en œuvre

- Le plus souvent le béton prépare en usine est transporté en camion spécial qui permet de garder une homogénéité satisfaisante jusqu'à lieu de la mise en œuvre.
- Le transport sur chantier (au dumper par exemple) peut compromettre l'homogénéité du béton, et alors on doit fait un nouveau mélange dans la benne ou dans le coffrage.
- Pour déterminer le temps nécessaire de vibration, on utilise la relation suivante :

$$T = 25/\phi\ (100/A+5\ +\ G)(V/10\ +2.5) \times F\ ;$$ où :

T – temps total effectif de vibration en secondes,
ϕ - diamètre du vibreur employé (aquille), en mm.
A – affaissement ou cône Abrams, en cm.
V – volume de béton à vibrer, en litres.
G – coefficient d'angularité, qui peut être :

Gravier	Sable	G
Roulé	Roulé	1
Semi-concasse		3
Concassé	Concassé	5

F – coefficient de ferraillage, qui peut être :

Très dense	1,5
Dense	1,35
Normal	1,2
Faible	1,1

g) Mesure de l'état de ségrégation

- La ségrégation est le phénomène de séparation des éléments constitutifs d'un béton, quand les granulats (qui sont plus lourds) vont descendre et les bulles d'air (qui sont plus légères) vont remonter à la surface.
- L'indice de ségrégation il est donné par le rapport suivant :

$$IG = \frac{m/m+g}{M/M+G} \;; \qquad \text{où on trouve :}$$

m – poids de mortier (sable < 5mm ; ciment, eau),
g – poids de graviers (ϕ > 5mm.)
M – poids de mortier de la composition de recette,
G – poids de graviers de la composition de recette.

h) Vérification des armatures et des coffrages

- On doit vérifier les suivants aspects :
  a) la propreté sur le fond de coffrage,
  b) l'étanchéité du coffrage,
  c) l'étaiement du coffrage,
  d) le traitement des faces intérieures des coffrages,
  e) la distance entre les armatures et coffrage,
  f) le diamètre et le numéro des barres d'armatures,
  g) les liaisons entre les barres avec fil d'attache,
  h) le placement des distanciés pour garder l'enrobage en béton,

i) Préparation des éprouvettes

- Les éprouvettes sont nécessaires pour les essais du béton durci et alors, lorsqu'on prélève un échantillon de béton plastique, il faut s'assurer que celui-ci est représentatif.
- De ce point de vue on doit procéder rapidement aux coulaient des éprouvettes et on doit manipuler le béton de façon à éviter toute ségrégation.
- Les éprouvettes doivent être entreposées dans une chambre humide (à tour de 95%) et la température de 23°C.

I. 5. F. CONTROLE ET ESSAIS CONCERTANT LE BETON DURCI

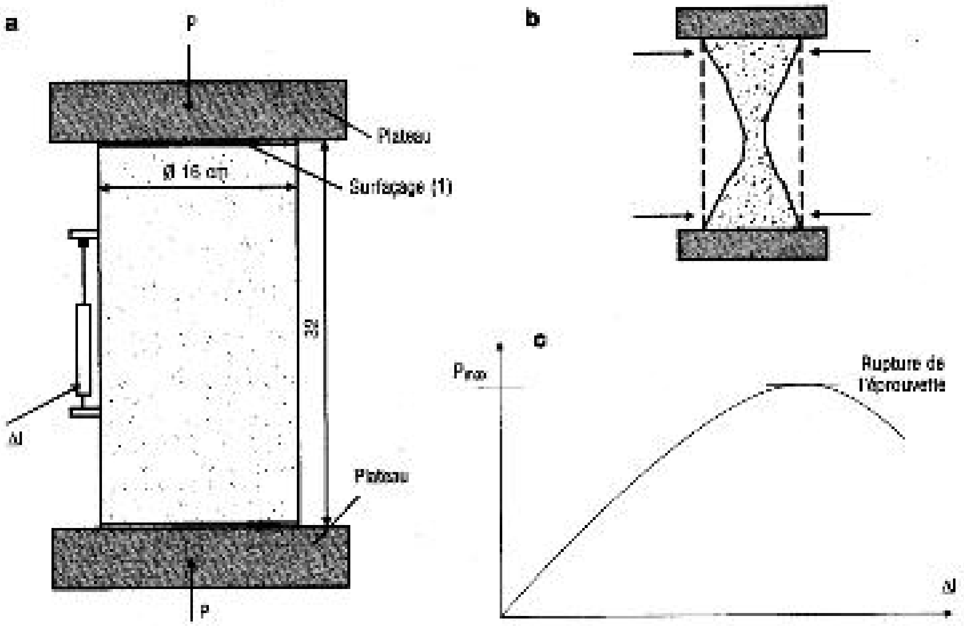
a) Les principales qualités recherchées pour le béton durci

- Le béton est un matériau composite constitué d'une matrice (la pâte du ciment durcie) et d'inclusions (les granulats).
- Un bon béton doit remplir d'habitude les suivantes exigences :
  a) D'avoir un aspect satisfaisant et de «bien vieillir »,
  b) D'être durable,
  c) De protéger parfaitement les armatures contre la corrosion,
  d) D'être imperméable,
  e) D'être résistent à la compression et à la traction,
  f) D'avoir des déformations volumiques faibles.

b) Résistance à la compression par rupture d'éprouvette

- L'âge d'essai suivant sera 7 et 28 jours et on utilise des éprouvettes cylindriques dont la hauteur est égale à deux fois le diamètre, comme sur la figure suivante :

Essai de compression

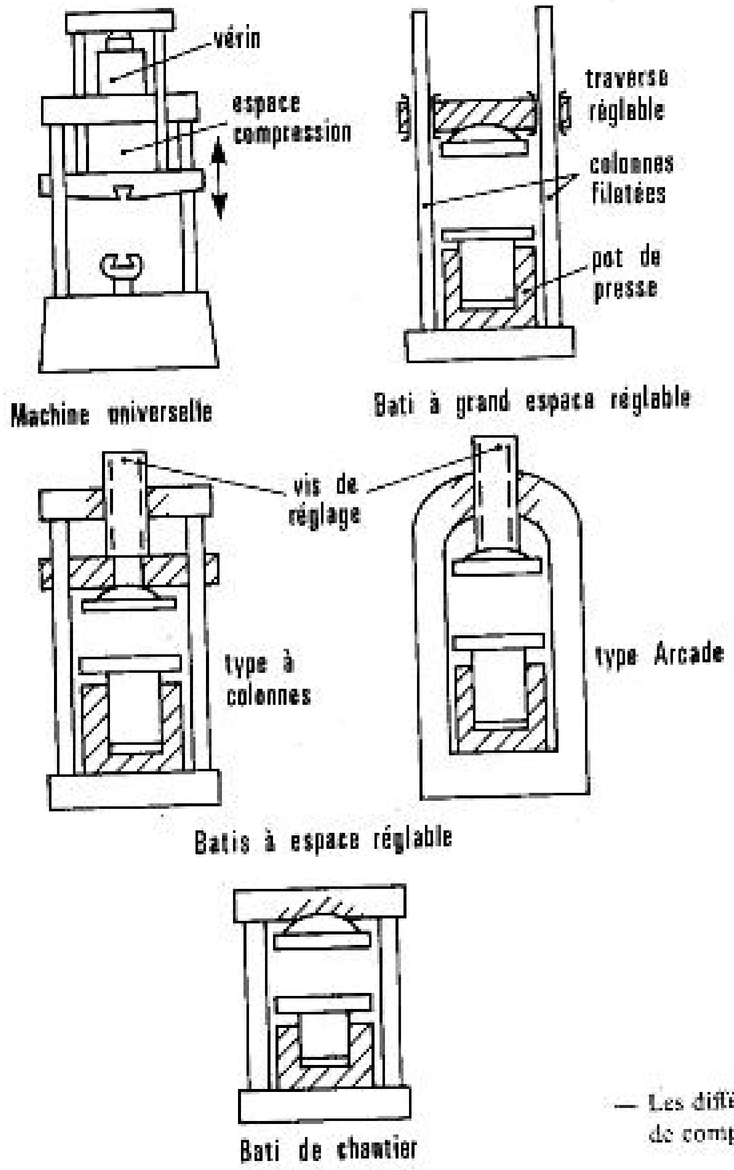


Le surfaçage au soufre (NF P18-416) peut être évité par un dispositif appelé boîte à sable (NF P18-415).

- Après le coulage en deux – trois couches de béton et l'opération de vibré l'éprouvette doit être arasée avec une règle et est nécessaire une protection de la face supérieure avec une feuille de polyanne serré par un bracelet de caoutchouc.
- L'essai doit être conduit rigoureusement pour obtenir de bons résultats :
  - un bon centrage de l'éprouvette,
  - une vitesse de chargement donné,

- la transcription immédiate du résultat,

♦ Après surfaçage l'éprouvette est placée verticalement entre les plateaux d'une machine à compression et la vitesse appliquée doit être de 10 à 14 KN par seconde :



— Les différents types de bâtis de compression.

♦ Dans ce cas on détermine l'effort de compression avec la relation :

$$\mathbf{f_c = \frac{P_{max}}{S} \ (Mpa/cm^2)} \ ;$$

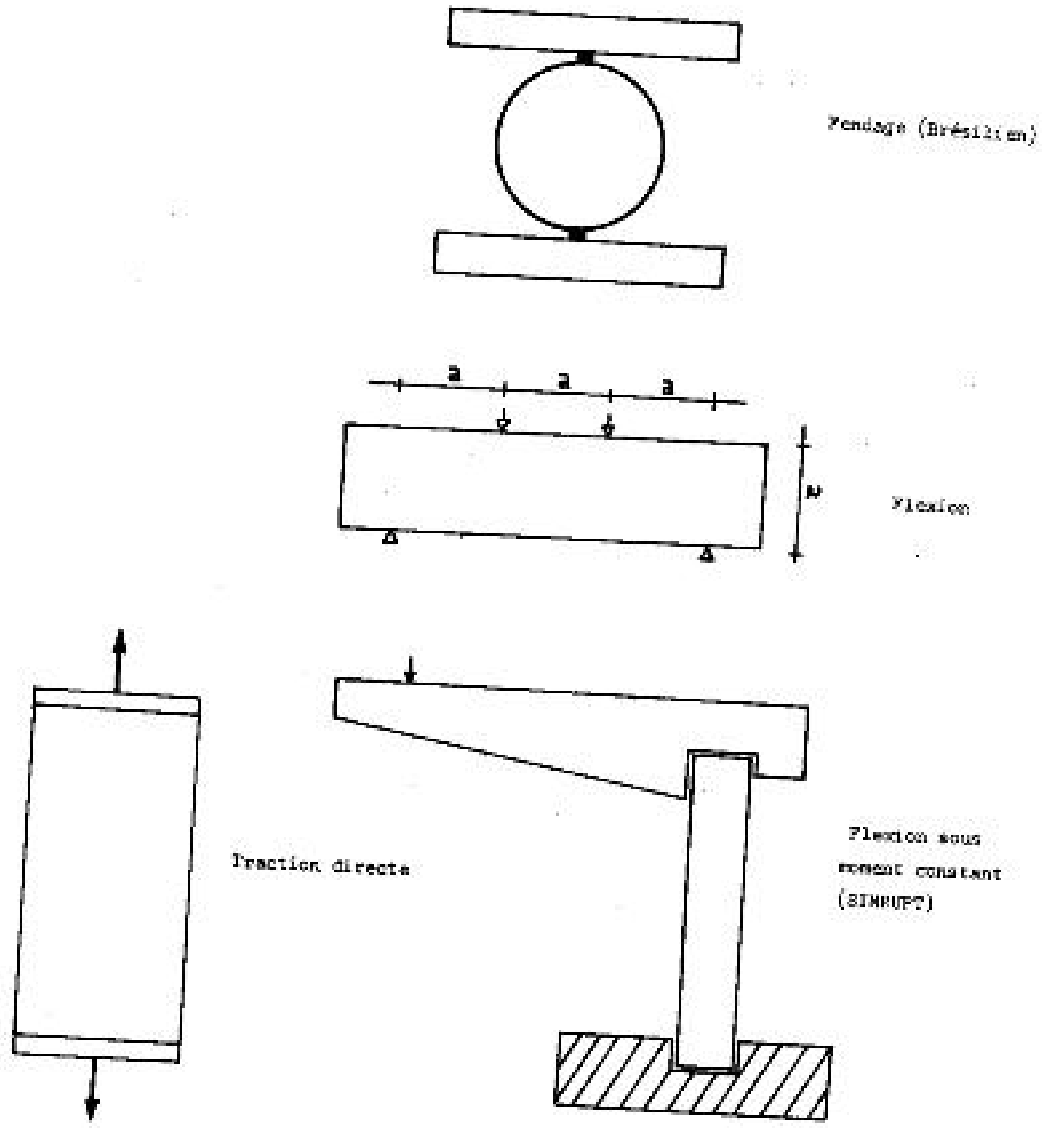
où S = 200 cm² pour une éprouvette de 16 X 32 cm

♦ D'après leur résistance la compression, les bétons peuvent être :

- les bétons courantes : de 20 à 40 Mpa ;
- les bétons hautes performances : de 50 à 100 Mpa ;
- les bétons de très hautes performances : de 100 à 150 Mpa ;
- les bétons exceptionnels : au-delà de 150 Mpa ;

c) Résistance à la traction

- Par rapport de la mode d'application de la charge sur éprouvette, on peut trouver plusieurs essais à la traction :



— Schémas des différentes sollicitations en traction.

c.1. En traction directe :

- Dans ce cas on doit scier les extrémités d'éprouvette sur 2 cm et après ça on doit coller des plaques métalliques à la résine époxy à chaque extrémité.
- En survit-on doit boulonner d'autres plaques avec rotule et tiges de traction sur le premier afin de disposer tout ce l'ensemble dans les mors d'une machine de traction, pour l'exécution de l'essai.

- La contrainte de rupture en traction est donnée par la relation :

$$\sigma = \frac{P}{S} \quad ; \qquad \text{où on trouve :}$$

σ - l'effort unitaire de rupture,
P – charge de rupture,
S – la section exacte de l'éprouvette.

- Cet essai est réglementé par la norme : NF P 18.409.

c.2. En traction par flexion

- Est l'essai la plus connu et le plus utilisé parce qu'il permet de reproduire le type de sollicitation en traction le plus fréquent trouvée : en flexion.
- Dans ce cas, si la charge de rupture est «F», et «a» est la côte de la base, la contrainte de rupture en traction par flexion est :

$$\sigma = \frac{1.8F}{a^2} \quad ;$$

- Cet essai est réglementé par la norme NF P 18.407, et la valeur de la (σ) est à tour de 4,5 à 5.0 Mpa.

C. 3. Essai de traction par fendage

- Cet essai est appelé même «Essai brésilien» et il est réalisé sur cylindre. Il consiste à rompre le cylindre entre les deux plateaux d'une presse de compression deux générateurs opposés.
- Le contact des plateaux avec le cylindre est réalisé par l'intermédiaire de réglettes de contre-plaqué d'épaisseur de 5 mm et d'une largeur de 1/10 du diamètre de cylindre.
- La résistance à la traction est donné par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{2 \times P}{\pi \times D \times L} \quad ; \qquad \text{où on trouve :}$$

P – charge de la rupture,
D – diamètre du cylindre,
L – longueur de cylindre,

♦ Dans ce cas même si les résultats sont un peu plus optimistes par rapport à la valeur vraie de la résistance à la traction directe (avec un ordre de 8 à 10%), cet essai a quelques avantages reconnus :

- on utilise même moules et les même presse que pour la compression ;
- des essais peuvent être réalisés même sur les carottes prélevées dans l'ouvrage ;

d) Relation compression traction

♦ Quand les éprouvettes destinées à l'essai de résistance à la traction font défaut, on utilise une formule simple reliant la résistance à la traction à celle de la compression :

$$\sigma_j = 6 + \frac{6 \times \sigma'_j}{100} ;$$ pour les bétons courants, et :

$$\sigma_j = 5 + \frac{5 + \sigma'_j}{100} ;$$ pour les bétons de granulat légère ;

où on trouve :

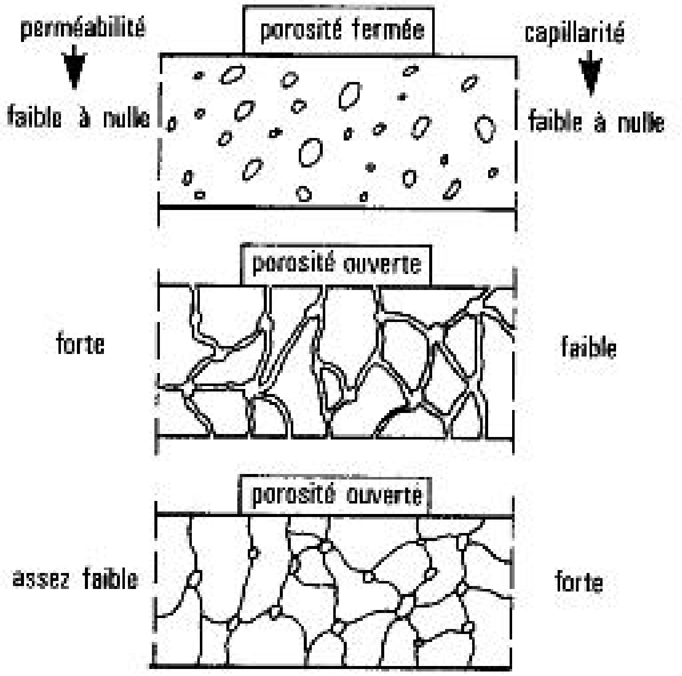
σ'_j – la résistance à la compression déterminée par essais ;

σ_j – la résistance à la traction qui on veut l'estimera ;

e) Essais et mesures de porosité, perméabilité et capillarité

- ♦ Ces trois essais sont groupés en raison de l'interdépendance des phénomènes physiques qui les entraînent. En effet, un béton sera plus perméable et aura une possibilité d'absorption capillaire plus importante, qu'il sera plus poreux.
- ♦ On peut trouver deux types de porosité :
  - **la porosité fermée** – dans le cas où les pores ne communiquent pas entre eux et avec l'extérieure ; elle est principalement formée par une partie de la porosité des granulats et par l'air occlus dans le béton ;
  - **la porosité ouverte** – dans le cas où les pores communiquent entre eux et avec l'ambiance extérieure au béton ; elle est formée par une partie de la porosité des granulats et par les micro canaux laissés par le départ d'une partie de l'eau de gâchage du béton. Cette porosité est celle qui doit préoccuper le plus les constructeurs en béton, parce que elle favorise les suivants phénomènes :
    - le cheminement des agents agressifs vers les armatures ;
    - le retrait hydraulique ;

- la gélivité ;
- la perméabilité ;



— Schéma des principales structures d'un matériau poreux

♦ Le **coefficient de compacité** représente la différence entre le volume unitaire apparent et le volume des vides et il varie de 0,75 à 0,90.

♦ Pour déterminer la **porosité totale**, les essais sont réalisés soit par broyage de l'échantillon de béton, soit par mesure sous vide avec absorption d'eau et par rapport de la valeur de la porosité totale on peut trouver les suivants types des bétons :

Qualité béton/ Porosité

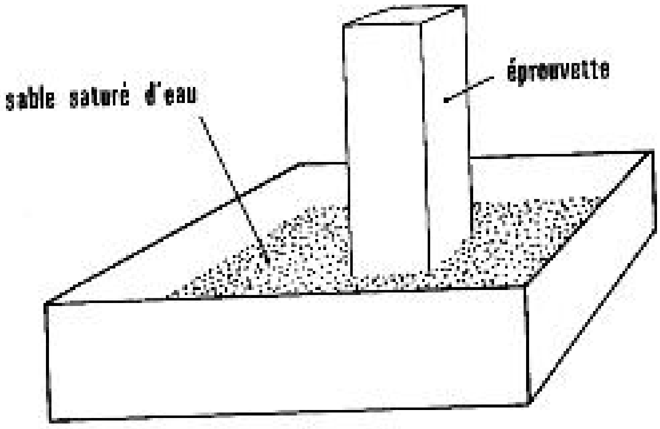
Bon	12 à 15%
Satisfaisant	16 à 18%
Médiocre	19 à 22%
Mauvais	>22%

♦ Pour déterminer la **porosité ouverte** est utilisé l'essai d'absorption de l'eau à la pression atmosphérique, qui s'appelle et l'absorption capillaire.

♦ **L'absorption capillaire** est d'une relation de la forme suivante :

$$AC = \frac{100 \times P}{S \times \sqrt{t}} ;$$ où on trouve :

P – poids d'eau absorbée,
S – surface en contact avec l'eau,
t – 72 heures,



— Mesure de l'absorption capillaire

- Dans ce cas l'éprouvette est première fois déshydratée à l'étuve et après ça elle subit un sciage sur une face à la fois qu'un traitement imperméabilisant sur les autres faces (avec résines époxy ou paraffine par exemple).
- En suite l'éprouvette est posée dans un bac contenant du sable saturé d'eau sur sa face sciée et maintenue là bas temps de 72 heures.
- Si l'éprouvette est pesée au début et à la fin de cet essai, la différence entre celles deux valeurs représentent la quantité de l'eau qui a été absorbé et elle ne donne le volume de porosité capillaire.
- **La perméabilité** est déterminée avec l'aide d'un tronçon de 5 cm scié dans le cylindre de 16 * 32 cm, qui a été préparé pour l'essai de compression.

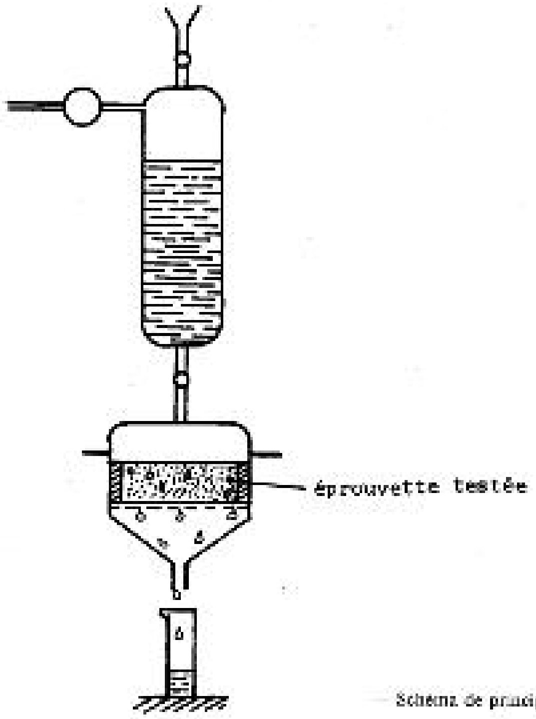


Schéma de principe du perméamètre.

- Avec l'aide d'un pérmeamètre comme celui-ci dessus, on peut mesurer deux caractéristiques, pour déterminer la perméabilité :

- le temps d'apparition des premières gouttes sur la face opposée de l'éprouvette ;
- le débit (**V**) maximal en régime permanent d'écoulement, en utilisant la relation du Darcy :

$$V = K \times \frac{dh}{dl} ;$$ où on trouve :

$\frac{dh}{dl}$ **-** gradient hydraulique,

K – coefficient de perméabilité,

f) Retrait et gonflement

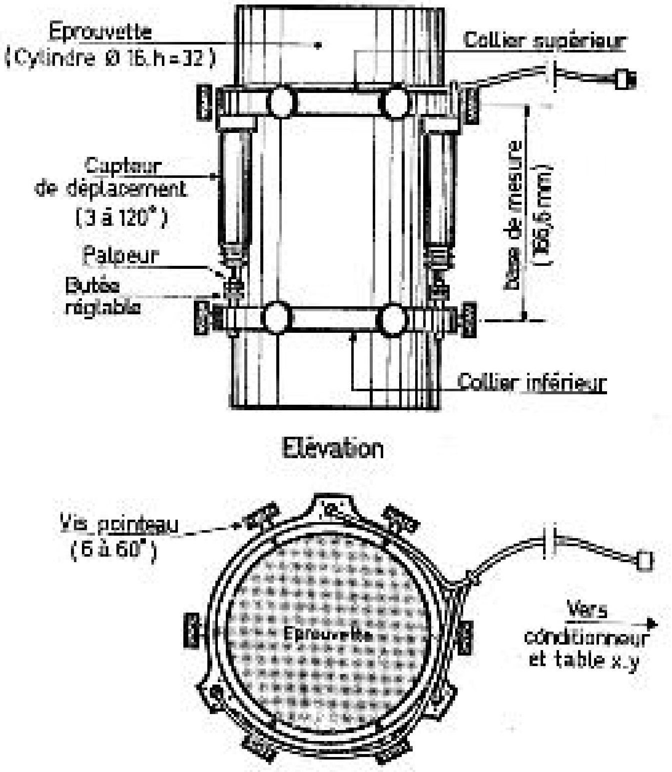
- La mesure de retrait et du gonflement se réalise sur éprouvette de toutes dimensions, mais en laboratoires on a souvent recours aux prismes de 7 X 7 X 28 cm, pour lesquels il existe déjà rétractomètres.
- Les essais sont réalisés dans l'air à 50°C pour le retrait, et dans l'eau à 20°C pour le gonflement.
- Il s'agit de la mesure de retrait hydraulique qui se produit dans le temps par départ de l'eau.
- Dans ce cas les dimensions des éprouvettes influant très nettement sur la valeur du retrait, parce qu'en passant d'un prisme de 100 X 100 X 400 cm à un prisme de 7 x 7 x 28 cm, la retrait axial passe de 150 à 420 μ/m.

g) Gélivité

- Il s'agit de la possibilité de gel du béton complément ou presque complément durci, qui est influencée par les suivants éléments :
  a) le rapport eau/ciment,
  b) la porosité et l'altérabilité des granulats,
  c) les moyens de mise en œuvre,
- Dans ce cas les éprouvettes sont soumises à des cycles gel (à –15°C) et dégel (à +18°C), jusqu'à destruction totale du matériau dans sa masse.
- La ruine de béton voit apparaître à tour de 150 cycles de 12 heures gel et 12 heures dégel.

h) Module d'élasticité

- Il est déterminé soit par différence de valeurs de déformation obtenue par chargements successifs, soit graphiquement après tracé de la courbe «contrainte – déformation».



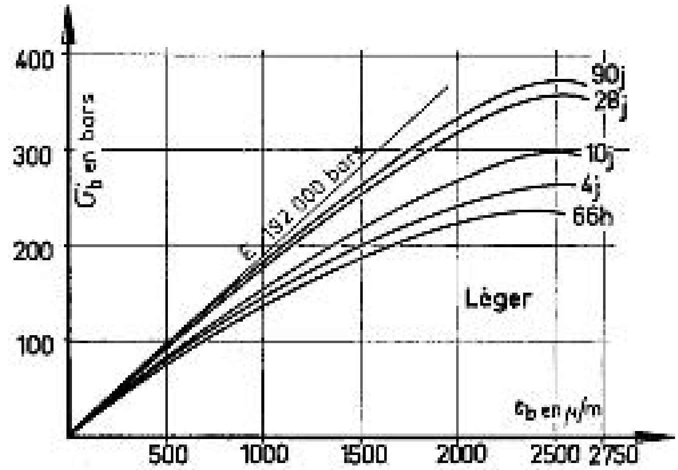
— Extensomètre à cylindre.

- Dans le deuxième cas on doit utiliser une relation de la forme suivante :

$$E = \frac{\sigma'}{\varepsilon'} ;$$ où on trouve :

E - le module d'élasticité, qui a valeurs de 25.000 à 45.000 Mpa ;
σ' – l'effort unitaire de compression sur l'éprouvette ;
ε' – la déformation de l'éprouvette afférente au cet effort ;

- Par rapport des valeurs obtenues on peut tracer un graphique comme dans la figure suivante :



— Courbes σ'/ε' obtenues à différents âges :
E tradirionnel = 390 000 bars à 90 jours
E léger = 192 000 bars à 90 jours.

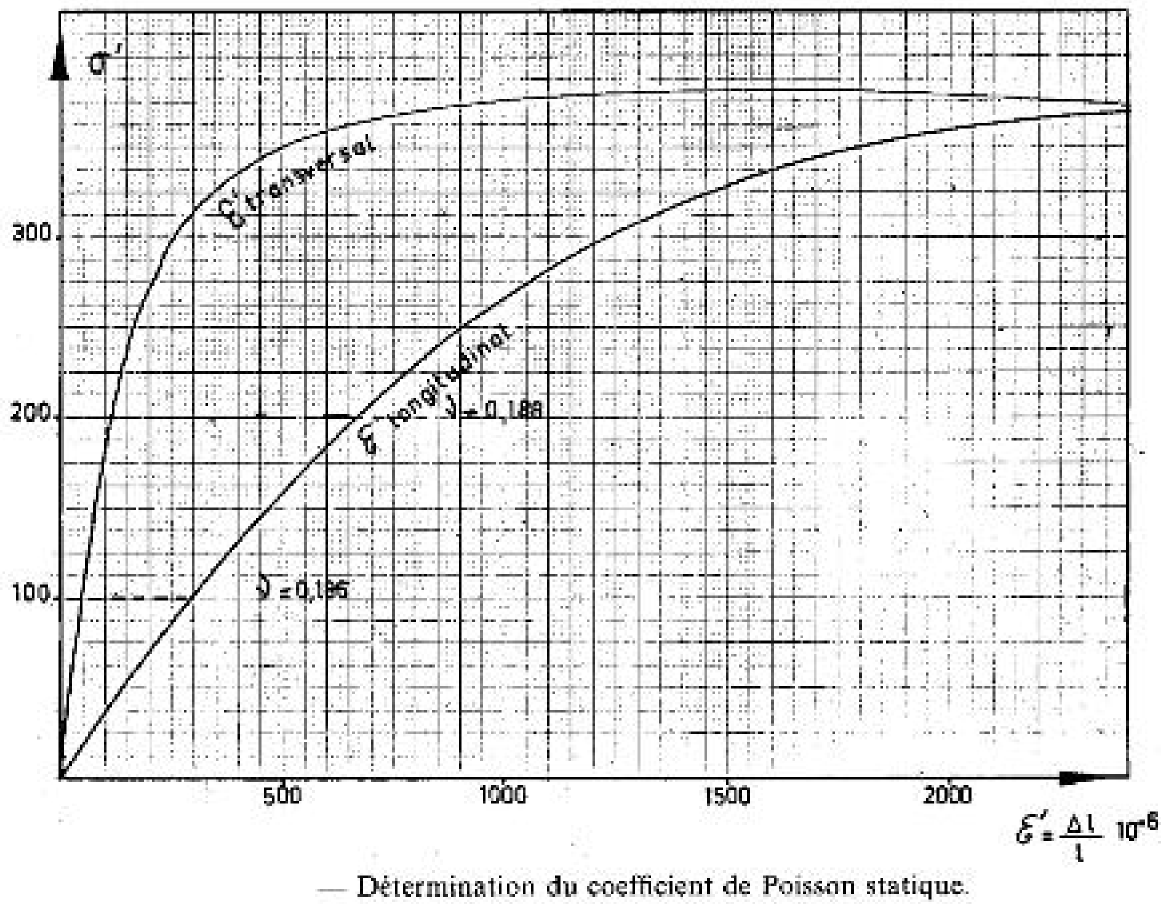
i) Coefficient de Poisson

- Il exprime le rapport de la déformation relative transversale à la déformation relative longitudinale, avec une relation comme celui-là :

$$v = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}\ ; \qquad \text{où on trouve :}$$

v - coefficient de Poisson,
ε_t – déformation relative transversale ;
ε_l – déformation relative longitudinale ;

- Les variations de celles deux types de déformations on peut le représenter graphique comme sur la figure suivante :



— Détermination du coefficient de Poisson statique.

j) Carottage du béton

- En vue d'effectuer des essais divers sur béton durci le carottage par couronne diamantée procure un moyen intéressante d'investigation, mais il est coûteux et souvent difficile à réaliser en raison de la proximité des armatures.
- Les carottes sont de 10 cm en diamètre et de 20 cm de longueur et elles peuvent être soumises aux des essais de compression et traction par fendage.

k) Essais non – destructifs

♦ Ces essais peuvent être :
- auscultation au scléromètre,
- auscultation dynamique par vitesse de son,
- repérage des armatures avec le pachomètre ;

♦ **<u>Auscultation au scléromètre</u>** – le scléromètre est le plus connus des appareils pour un contrôle rapide de béton et cet essai consiste à appliquer l'appareil sur une face de la partie d'ouvrage à ausculter et par une pression à la main on permet à une petite masse mobile de rebondir plus ou moins en fonction de la dureté superficielle du béton, pendant qu'un repère gradué indique la valeur du rebondissement.

♦ Il existe une relation assez nette entre cette dureté superficielle et la résistance de béton, et une courbe de relation entre les deux grandeurs est indiquée directement sur appareil.

♦ Dans ce cas on peut utiliser une relation de la forme suivante :

$$\sigma' = \frac{I^2}{3} - 2I \; ;$$

où on trouve :

σ' – résistance à l'écrasement sur cylindre (en bars) ;
I – indice sur le scléromètre ;

♦ Il faut observer quelques règles d'utilisation de cet appareil :
- il doit être vérifié par étalonnage régulièrement, parce que son ressort s'affaiblit dans le temps ;
- on doit opérer avec un nombre de points de mesure suffisant (une douzaine minimum pour un poteau ou une poutre) ;
- on doit éliminer les valeurs aberrantes (trop faible ou trop fortes), et pour les autres valeurs on doit fait le media pour déterminer la résulta d'essai,

♦ **<u>Auscultation dynamique par vitesse du son</u>** – a comme principe celui de mesure du temps de propagation (t) des ondes longitudinales dans le béton, émises par un ébranlement.

♦ Dans ce cas on connaît la dimension d'élément en béton (d) et le temps (t) qui est détermine par appareil ; et alors on peut déterminer la vitesse du son avec :

$$V = \frac{d}{t} \; ;$$

♦ Comme il existe une certaine corrélation entre la vitesse du son et la résistance, on peut apprécier avec l'aide des étalonnages préalables, la valeur de la résistance du béton.

♦ La relation entre la résistance du béton et la vitesse du son peut être exprimée de la manière suivante :

$$\sigma' = 16{,}7 \text{ exp. } \frac{E_d}{122.500} \; ;$$ où (E_d) a l'expression :

$$E_d = V^2 \times \frac{\varpi}{g} \times \frac{(1 + v)(1 - 2v)}{1 - v} \; ;$$ où on trouve :

E_d - la module d'élasticité dynamique ;
V – vitesse du son ;
v – coefficient de Poisson dynamique, compris entre 0,22 et 0,28 ;
ϖ - densité du béton ;
g accélération gravitationnelle du Terre qui a la valeur de 9,81 m/s ;

♦ Les résultats de cet essai doivent être interprète de personnes compétentes à la fois en matière d'appareillage et du béton, parce qu'aussi comme dans le cas de scléromètre il est rare qu'on puisse juger définitivement la qualité d'un béton avec les seules mesures d'auscultation et souvent il faut avoir recours à des moyens d'investigation complémentaires comme le carottage.

♦ **Repérage des armatures avec le pachomètre** – est nécessaire pour vérifier si il s'agit d'une mauvaise exécution ou pour effectuer des carottages aux bons endroits sans couper les armatures.

♦ Dans ce cas les armatures métalliques interfèrent avec le champ d'action d'une bobine et cela provoque une altération de la tension de la bobine, dépendant de l'épaisseur du béton et du diamètre des barres d'armatures.

♦ Les derniers appareils de ce type peuvent repérer des armatures d'aciers jusqu'à 15 cm de profondeur et l'appareil permet également de déterminer même le diamètre des barres à la fois avec le recouvrement de béton.

EVALUATION DE FIN DE MODULE

QUESTIONS	BAREME
1. Quels sont les trois possibles origine des roches ?	**1/10**
2. Enumérer les types des roches sédimentaires meubles ?	**1/10**
3. Quelles sont les formations superficielles des terres ?	**1/10**
4. Décrivez la classification des sols donnée d'Attenberg ?	**1/10**
5. Quelles sont les phases d'une reconnaissance de sol ?	**1/10**
6. Enumérer les essais des sols en situ ?	**1/10**
7. Quels sont les critères de choix d'un ciment ?	**1/10**
8. Quels sont les critères de choix d'un granulat ?	**1/10**
9. Quels sont les types des adjuvantes utilisés pour un béton ?	**1/10**
10. Enumérer les essais nécessaires pour le béton durcis ?	**1/10**
Total :	**10/10**

REPONSES	BAREME
1. On reconnaît classiquement trois origines possibles aux roches de l'écorce terrestre : ➢ Les roches **magmatiques** – qui proviennent de la cristallisation d'un magma de haute température, dont le facteur déterminant sont la vitesse de cristallisation ; ce sont des roches d'origine profonde ; ➢ Les roches **métamorphiques** – qui la conséquence de la transformation des roches sédimentaires ou magmatiques sous l'effet de température élevées, de fortes pressions et/ou d'apports chimiques d'origine profonde ; ➢ Les roches **sédimentaires** – sont le résultat du dépôt dans des milieux aqueux (mer, laque, lagune, etc.) de sédiments varient ; ce sont des roches d'origine superficielle ;	1/10
2. **Roches meubles** – après la dimension de leurs grains est : **- le ballast** – qui comporte des blocs anguleux, soit des galets arrondis, souvent associé à des graviers ; **- les sables** – sont constitués essentiellement des grains des quartz, minéral inaltérable ; **- les limons, vases et boues** – sont constituées d'un mélange de très fins grains de quartz et de cristallites argileux , y sont mêlés, dans le cas de limons, des colloïdes ferrugineux et dans le cas des vases des matières organiques et humiques ; **- les argiles** – sont constituées de cristallites appartenant à des espèces minérales différentes : kaolinite, illite, montmorillonite, qui sont toutes des silicoaluminates,	1/10
3. Les principales formations superficielles des terres sont : - la terre végétale, - la tourbe, - les vases, - les alluvions, - les moraines,	1/10
4. La classification des sols la plus répandue est celle d'Atterberg, basée sur une progression géométrique : - les blocs rocheux : d > 200 mm, - les cailloux : 200 < d < 20 mm, - les graviers : 20 < d < 2 mm, - les sables gros et fins : 2 < d <0,020 mm, - les silts : 0,02 < d < 0,002 mm, - les argiles : 0,002 < d < 0,2 µm, - les colloïdes : d < 0,2 µm,	1/10

5. La reconnaissance du sol comporte généralement les phases suivantes : ♦ une reconnaissance générale par tous documents tel que : cartes, plans, ♦ une reconnaissance superficielle par une visite du site, ♦ des reconnaissances géophysiques, ♦ des reconnaissances profondes de la nature des couches, ♦ des essais in situ pour caractériser les couches portantes, ♦ des essais de laboratoire	1/10
6. Les essais des sols in situ sont : ♦ L'essai à la table ♦ L'essai à la plaque (ou à la vérin). ♦ L'essai au scissomètre (ou vanne-test) ♦ L'essai pressiométrique (ou pressiomètre Ménard) ♦ L'essai de pénétration dynamique ♦ L'essai de pénétration statique ♦ L'essai de pénétration normalisé (SPT) ♦ L'essai de perméabilité ♦ L'essai d'eau ponctuelle type Le Franc	1/10
7. Le choix du ciment portera principalement sur : ♦ sa nature et sa teinte, ♦ ses résistances, ♦ son temps de prise, ♦ sa composition chimique, ♦ sa chaleur d'hydratation,	1/10
8. Il porte principalement sur les suivantes caractéristiques : ♦ La nature minéralogique, ♦ La masse volumique, ♦ La propreté, ♦ La dureté ou la résistance mécanique, ♦ La forme des particules, ♦ L'absorption d'eau et la porosité, ♦ La résistance aux cycles de gel et de dégel, ♦ La résistance à l'abrasion et aux chocs, ♦ Distance entre la carrière et le chantier, ♦ La stabilité chimique, ♦ Les propriétés thermiques, etc.	1/10
9. Les adjuvants utilisés pour la préparation d'un béton sont : ♦ entraîneurs d'air NF P 18 – 338; ♦ réducteurs d'eau NF P 18 – 336; ♦ retardateurs de prise NF P 18 – 337; ♦ accélérateurs de prise NF P 18 – 331; ♦ plastifiants NF P 18 – 335; ♦ hydrofuges de masse ou de surface NF P 18 - 334; ♦ antigel ;	1/10

10. Les essais de béton durcis sont les suivantes : - le contrôle de surface, - l'essai de compression, - l'essai de traction : directe, par flexion et par fendage ; - les essais de porosité, capillarité et perméabilité ; - les essais de retrait et gonflement ; - l'essai de gélivité ; - module d'élasticité ; - coefficient de Poisson ; - carottage de béton ; - l'essai au scléromètre ; - l'essai d'auscultation dynamique au vitesse du son ; - repérage des armatures au pachomètre ;	**1/10**
Total :	**10/10**

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

N°	AUTEUR	TITRE	EDITION
1	Maurice Cassan	Les essai d'eau dans le reconnaissance des sols	1984
2	M. Yu. Abelev	Bases d'élaboration des projets sur les sols loessiques affaissables	1986
3	Francise Gorisse	Essais et contrôle des bétons	1978
4	Denis Tremblay	Bétons de ciment	1983
5	D. Didier	Précis de chantier	1994
6	René Vitone	Bâtir	1999
7	Emile Olivier	Sols et fondations	1971
8	Henri Cambefort	Reconnaissance des sols	1983
9	AFNOR	Recueil des normes françaises Tome : Fouilles et terrassements	1984
10	R. Lauchon	Cours de laboratoire : Granulats, bétons, sols	1983
11	R. Lauchon	Cours de laboratoire : Granulats, bétons, sols Edition 2	1989